

Tero Hemiö

**Paikallavaletun tartunnattomin punoksin
jännitetyn pilarilaattarakenteen mitoitus**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkistettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten Espoossa 18.4 1994

Työn valvoja: Apulaisprofessori Juha Paavola
Työn ohjaaja: Diplomi-insinööri Tapio Aho

Tekijä ja työn nimi :

Tero Hemiö, Paikallavaletun tartunnattomin punoksin jännitetyn pilarilaattarakenteen mitoitus

Päivämäärä : 18.4 1994**Sivumäärä : 119****Osasto :**

Rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto

Professuuri :

Rakenteiden mekaniikka

Työn valvoja : Apulaisprofessori Juha Paavola**Työn ohjaaja :** Diplomi-insinööri Tapio Aho

Tässä työssä on selvitetty paikallavaletun tartunnattomin jäntein jännitetyn pilarilaattarakenteen mitoittamiseen liittyviä ongelmia, erityisesti tietokoneen avulla tapahtuvaa mitoitusta silmälläpitäen. Työn tavoitteena on kehittää mahdollisimman havainnollinen mitoitusohjelma tartunnattomia punoksia hyödyntävien pilarilaattarakenteiden suunnitteluun.

Aihetta on lähestytty tarkastelemalla sekä tarvittavien lähtötietojen antamista, että rakenteen mitoitusta eri rajatiloissa. Mitoitettava rakenne on esitetty mallinnettavaksi korvauskehänä, jossa tarkasteltavan laattakaistan lisäksi mallinnetaan myös laattakaistaan liittyvät pystyrakenteet. Rajatilatarkastelut on esitetty laukaisu-, käyttö- ja murtorajatiloissa. Erityistä huomiota on kiinnitetty rakenteen toimintaan käyttörajatilassa. Rakenteen taipuman ja halkeamien leveyksien arviointiin on esitetty laskentamenetelmät. Murtorajatilatarkastelu on esitetty Suomen rakentamismääräyskokoelman osaa B4 suunnitteluperusteena käyttäen.

Jännepunosten geometrian laskemiseksi on esitetty yksinkertaistettu menettely. Jännepunoksista aiheutuvat kuormitukset on määritetty käyttäen korvauskuormien periaatetta. Jännityshäviöille on esitetty laskentakaavat.

Diplomityön tuloksena syntynyt jännitettyjen rakenteiden mitoitusohjelma on ollut käytössä muutaman vuoden ja sen on todettu olevan asetettujen vaatimusten mukainen. Saatujen kokemusten perusteella ohjelmaa on kehitetty edelleen. Kehitystyö jatkuu myös tulevaisuudessa.

Suomen Kulttuurirahasto on tukenut tämän diplomityön tekemistä myöntämällä stipendin Rauni ja Magnus Malmbergin rahastosta.

Author and name of the thesis :

Tero Hemiö, Design of a post-tensioned flat-slab construction using unbonded tendons

Date : 18.4 1994**Number of pages :** 119**Faculty :**

Faculty of Civil Engineering and Surveying

Professorship :

Structural Mechanics

Supervisor : Associate professor Juha Paavola**Instructor :** M. Sc. Tapio Aho

In this master's thesis the problems arising in the design of post-tensioned slabs with unbonded tendons have been studied. Special interest has been paid to the computer based design procedure. The aim was to develop a computer code in which the visualization of both the initial data and computing results would be of great importance.

This subject has been approached by minimizing the initial data and computation required. In the design, the slab is combined with the supporting vertical structures making up a subframe. Each subframe is usually of one bay in width. The consideration in three different limit states is performed, i.e. launching, serviceability and ultimate limit states. Special interest has been paid to the behavior of the structure in the serviceability limit state. The calculation method for estimating the crack width and the deflection of the slab has been presented. The ultimate limit state considerations have been performed by applying the Finish code for reinforced concrete structures SrMK B4.

A simplified method for computing the geometry of tendons has been introduced. The loads caused by the tendons has been derived by using the method of substitutional loads. Computing algorithms for the loss of stress in tendons has been introduced.

Suomen Kulttuurirahasto has supported this master's thesis by a scholarship.

ALKUSANAT

Kiitokset kaikille tämän diplomityön tekemisessä auttaneille ja sen valmistumista kärsivällisesti odottaneille.

Helsingissä 18.4 1994

Tero Hemiö

SISÄLLYSLUETTELO

1 JOHDANTO	1
1.1 LÄHTÖKOHTA	1
1.2 TAVOITE	2
2 TARTUNNATTOMIN JÄNTEIN JÄNNITETTY BETONIRAKENNE	3
2.1 YLEISTÄ	3
2.2 TARTUNNATON ANKKURIJÄNNEBETONIRAKENNE	3
2.2.1 TURVALLISUUSNÄKÖKOHDAT	8
2.3 MATERIAALIT	8
2.3.1 BETONI	8
2.3.2 JÄNNEPUNOKSET	9
2.3.3 ANKKURIT	9
2.3.4 BETONITERÄS	10
2.4 RAKENTEELLISET YKSITYISKOHDAT	10
2.4.1 JÄNTEIDEN SJOITTELU	10
2.4.2 JÄNNEPUNOSTEN MERKITSEMINEN PIIRUSTUKSIIN	12
2.4.3 VÄLIANKKURIT	13
2.4.4 JÄNTEIDEN TUENTA	14
2.4.5 JÄNTEIDEN JÄNNITTÄMISJÄRJESTYS	14
2.4.6 ANKKUREIDEN SUOJAUS	14
2.4.7 TARTUNNALLISEN RAUDOITUKSEN SJOITTELU	15
2.4.8 REIÄT	18
2.4.9 SAUMAT	19
2.4.10 LAATAN RAKENNUSAIKAINEN TUENTA	19
3 LASKENTAMENETTELY	20
3.1 YLEISTÄ	20
3.2 PILARILAATTARAKENTEEEN MALLINTAMINEN	20
3.2.1 VAAKA- JA PYSTYRAKENTEEEN LIITOS	21
3.3 KORVAUSKEHÄMALLI	22
3.4 KUORMIEN TASAPAINOTUKSEN PERIAATE	22
4 RAKENNEMALLIN LUOMINEN	24
4.1 YLEISTÄ	24
4.2 MATERIAALITIEDOT	25

4.2.1	BETONI	25
4.2.2	BETONITERÄS	25
4.2.3	JÄNNETERÄS	26
4.3	RAKENTEEN GEOMETRIA	27
4.3.1	YLEISTÄ	27
4.3.2	PYSTYRAKENTEET	28
4.3.3	VAAKARAKENTEET	29
4.4	ULKOISET KUORMITUKSET	31
4.5	MUUT PARAMETRIT	32
4.5.1	YMPÄRISTÖOLOSUHTEET	32
4.5.2	SUURIMMAT SALLITUT HALKEAMIEN OMINAISLEVEYDET	32
4.5.3	PIENIMMÄT SALLITUT BETONIPESITTEIDEN PAKSUUDET	33
4.5.4	PUNOSGEOMETRIAN MÄÄRITYKSESSÄ KÄYTETTÄVÄ PILARIKOKO	33
4.5.5	PILARIEN JÄYKKYYKSIEN REDUSOINTI	34
4.5.6	BETONIN LUJUUS JÄNNITTÄMISHETKELLÄ	35
5	KORVAUSKUORMAN MÄÄRITTÄMINEN	35
5.1	YLEISTÄ	35
5.2	TASAPAINOTUSKERTOIMEN VALINTA	35
5.3	JÄNNEPUNOSTEN LUKUMÄÄRÄ	36
5.4	JÄNNEPUNOKSEN GEOMETRIAN MÄÄRITTÄMINEN	36
5.5	JÄNNITYSHÄVIÖT	42
5.5.1	YLEISTÄ	42
5.5.2	KITKAHÄVIÖT	43
5.5.3	ANKKURIKAPPALEEN SIIRTYMÄSTÄ JOHTUVAT HÄVIÖT	44
5.5.4	HÄVIÖT BETONIN KIMMOISESTA KOKOONPURISTUMISESTA	46
5.5.5	BETONIN VIRUMASTA JA KUTISTUMASTA AIHEUTUVAT HÄVIÖT	47
5.5.6	TERÄKSEN RELAKSAATIOSTA JOHTUVAT HÄVIÖT	50
5.6	KORVAUSKUORMAN SUURUUS	51
6	RAJATILATARKASTELUT	52
6.1	YLEISTÄ	52
6.2	TOIMIVA LEVEYS	52
6.3	LASKENTATULOSTEN KERÄÄMINEN	52
7	LAUKAISURAJATILA	53
7.1	YLEISTÄ	53

7.2 VETOTERÄKSET	53
7.3 HALKEILU	53
8 KÄYTTÖRAJATILA	54
8.1 YLEISTÄ	54
8.2 PITKÄAIKAISET KUORMAT	54
8.2.1 YLEISTÄ	54
8.2.2 VAAKASIIRTYMÄ	54
8.2.3 TAIPUMA	55
8.2.4 TAIVUTUSMOMENTTI	55
8.3 LYHYTAIKAISET KUORMAT	55
8.4 KOKONAISKUORMAT	56
8.4.1 YLEISTÄ	56
8.4.2 TAIVUTUSMOMENTTI	56
8.4.3 HALKEILEMATTOMAN RAKENTEEN TAIPUMA	56
8.5 HALKEILLEEN RAKENTEEN TAIPUMA	57
8.5.1 HALKEAMAN LEVEYS	62
8.5.2 BETONIN JA BETONITERÄSTEN JÄNNITYS	64
9 MURTORAJATILA	64
9.1 YLEISTÄ	64
9.2 LEIKKAUSVOIMA	65
9.2.1 YLEISTÄ	65
9.2.2 LEIKKAUSHAAT	65
9.2.3 LAIPAN LEIKKAUSTERÄKSET	66
9.3 LAATAN LÄPILEIKKAUTUMINEN	67
9.4 TAIVUTUSMOMENTTI	69
9.4.1 VETOTERÄKSET	69
10 LASKENTAESIMERKKI	74
10.1 YLEISTÄ	74
10.2 LÄHTÖTIEDOT	74
10.2.1 YLEISTÄ	74
10.2.2 PROJEKTIN NIMI	75
10.2.3 MALLIN NIMI	76
10.2.4 MATERIAALITIEDOT	76
10.2.5 TARKASTELUTAPA	79

10.2.6	TARKASTELTAVA TASO	79
10.2.7	BETONIPEITTEET	80
10.2.8	VAAKARAKENTEEN TIEDOT	80
10.2.9	PILARIT	82
10.2.10	PUNOSGEOMETRIAN PILARIKOKO	83
10.2.11	PILARIJÄYKKYYKSIEN REDUSOINTI	84
10.2.12	POIKKILEIKKAUSTIETOJEN TARKISTAMINEN	85
10.3	ULKOISET KUORMITUKSET	86
10.3.1	YLEISTÄ	86
10.3.2	KUORMITUKSET KOKO LASKENTAKAISTALLE	86
10.3.3	VIIVA- JA PINTAKUORMAT	87
10.4	KUTISTUMA JA VIRUMA	88
10.5	PUNOSGEOMETRIA	89
10.5.1	TASAPAINOTETTAVA KUORMITUS	89
10.5.2	MITOITTAVA KENTTÄ	89
10.5.3	PURISTUSJÄNNITYS LAATASSA	90
10.5.4	PUNOSGEOMETRIAN MUOKKAUS	91
10.6	JÄNNEVOIMAPROFIILI	92
10.7	PUNOSTEN GEOMETRIA KENTITTÄIN	94
10.8	TOIMIVA LEVEYS	95
10.9	LAUKAISURAJATILA	96
10.9.1	YLEISTÄ	96
10.9.2	TAIPUMA	97
10.9.3	TAIVUTUSMOMENTTI	98
10.10	MURTORAJATILA	99
10.10.1	YLEISTÄ	99
10.10.2	LEIKKAUSVOIMA	99
10.10.3	TAIVUTUSMOMENTTI	100
10.10.4	VETOTERÄKSET	101
10.10.5	LEIKKAUSTERÄKSET	102
10.10.6	LAIPAN LEIKKAUSTERÄKSET	103
10.11	KÄYTTÖRAJATILA	104
10.11.1	YLEISTÄ	104
10.11.2	PITKÄAIKAISET KUORMAT	104
10.11.2.1	VAAKASIIRTYMÄT	104
10.11.2.2	TAIVUTUSMOMENTTI	105
10.11.2.3	PYSTYSIIRTYMÄT	106
10.11.3	KOKONAISKUORMAT	107

10.11.3.1	TAIVUTUSMOMENTTI	107
10.11.3.2	PYSTYSIIRTYMÄT	108
10.11.4	HALKEILLEEN RAKENTEEEN TAIPUMA	109
10.11.5	HALKEAMAN LEVEYS	110
10.11.6	VETOTERÄSTEN JÄNNITYS	111
10.11.7	BETONIN JÄNNITYS	112
10.12	LÄPILEIKKAUTUMINEN	113
10.13	KORJATUT KUORMITUKSET	114
11	YHTEENVETO	115

MERKINNÄT

A_c	=	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_{ce}	=	poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan $7,5 \phi$ päässä yksittäisen tangon tai jänteen painopisteestä
A_{c0}	=	kuormitetun pinnan ala paikallisessa puristuksessa
A_{c1}	=	kuorman jakaantumispinnan ala paikallisessa puristuksessa
A_{cc}	=	poikkileikkauksen koko pinta-ala
A_{cf}	=	taivutuskapasiteettivaatimuksen mukainen pinta-ala
A_p	=	jänneteräksen pinta-ala
A_s	=	vetoraidoituksen pinta-ala
A'_s	=	puristusraidoituksen pinta-ala
A_{sv}	=	leikkausraidoituksen pinta-ala
A_u	=	tuen reunasta etäisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion ala lävistyksessä
E_c	=	betonin kimmomoduuli
E_{ce}	=	betonin muunnettu kimmomoduuli pitkäaikaiskuormituksessa
E_{cj}	=	betonin kimmomoduuli jännittämishetkellä
E_p	=	jänneteräksen kimmomoduuli
F_c	=	betonin jännityksen resultantti
F_u	=	paikallinen puristuskapasiteetti
F_d	=	laskentakuorma
F_s	=	teräsjaännityksen resultantti
F_t	=	poikittainen vetovoima, halkaisuvoima
K	=	betonin nimellislujuus, tasapainotuskerroin, taivutusjäykkyys
K_{cf}	=	poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys
K_j	=	betonin puristuslujuus kuormituksen alkamis- tai muuttumisajankohtana
I_c	=	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$I_{c,r}$	=	halkeilleen poikkileikkauksen betonin jäyhyysmomentti
I_t	=	täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
L	=	jännemitta, rakenneosan pituus, käännepisteiden välinen etäisyys
M	=	taivutusmomentti
M_t	=	halkeamakapasiteetti taivutuksessa
N	=	normaalivoima
N_d	=	normaalivoiman laskenta-arvo
P	=	jännevoima
V_{c0}	=	leikkausraidoittamattoman rakenteen betonin leikkauskapasiteetin perusarvo
V_d	=	leikkausvoiman laskenta-arvo
V_c	=	betonin leikkauskapasiteetti
V_{cf}	=	laipan betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetti

V_p	= jännevoiman leikkausvoiman suuntainen komponentti
V_s	= leikkausraudoituksen kapasiteetti
V_{sf}	= laipan leikkausraudoituksen kapasiteetti
V_u	= leikkauskapasiteetti, lävistyskapasiteetti
$V_{u,max}$	= leikkauskapasiteetin yläraja, lävistyskapasiteetin yläraja
V_{uf}	= laipan ja uuman välinen leikkauskapasiteetti
a_i	= kuorman jakaantumispinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa ($i = 1$), kerroin ($i = 1..3$), kuormitetun pinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa ($i = 0$)
b_i	= rakenneosan i leveys ($i = 1..3$), kuorman jakaantumispinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa ($i = 1$), kerroin ($i = 1..3$), kuormitetun pinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa ($i = 0$)
c	= betonipeitteen paksuus
c_i	= kerroin ($i = 1..3$)
d	= poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d'	= puristusraudoituksen painopisteen etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
e	= jännepunoksen nuolikorkeus, neperin luku, resultantin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta, lävistysvoiman epäkeskisyys
f_{cd}	= betonin puristuslujuuden laskenta-arvo
f_{ck}	= betonin ominaispuristuslujuus
f_{ctk}	= betonin ominaisvetolujuus
f_{yk}	= betoniteräksen ominaislujuus
f_{yd}	= betoniteräksen laskentalujuus
h	= poikkileikkauksen korkeus, jakaantumis- ja kuormituspinnan välinen etäisyys
h_e	= rakenteen muunnettu paksuus
h_i	= rakenneosan i korkeus
k	= kerroin
m	= jännevoiman muutos
n	= kerroin
s	= tankoväli, hakaväli
u	= tuen reunasta etäisyyden $d/2$ päässä olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri lävistyksessä
v_i	= kentän osan i taipuma ($i = 1..3$)
$v_{i,r}$	= kentän osan i redusoitu taipuma ($i = 1..3$)
v_r	= redusoitu taipuma
w	= korvauskuorma, halkeaman leveys
w_k	= halkeaman ominaisleveys
x	= x-koordinaatti
x_{max}	= taipuman suurimman arvon sijainti kentässä

x_{M0}	=	taivutusmomentin nollakohdan sijainti kentässä
x_c	=	neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
x_2	=	jännepunoksen ensimmäisen käännepisteen x-koordinaatti
x_3	=	keskimmäisen paraabelin huippupisteen x-koordinaatti
x_4	=	jännepunoksen toisen käännepisteen x-koordinaatti
x^*	=	lukitusliukuman vaikutusmatka
y	=	y-koordinaatti, puristuspinnan korkeus
y_1	=	ensimmäisen paraabelin huippupisteen y-koordinaatti
y_2	=	jännepunoksen ensimmäisen käännepisteen y-koordinaatti
y_3	=	keskimmäisen paraabelin huippupisteen y-koordinaatti
y_4	=	jännepunoksen toisen käännepisteen y-koordinaatti
y_5	=	kolmannen paraabelin huippupisteen y-koordinaatti
z	=	poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
α	=	kulma
α_r	=	kerroin
α_e	=	kimmomoduulien suhde E_s/E_c
β	=	aaltoisuusluku, kerroin
Δ	=	lukitusliukuma
ϵ_c	=	betonin puristuma
ϵ_{cc}	=	loppuviruma
$\epsilon_{cc,\delta t}$	=	aikavälillä $t_i \dots t_n$ tapahtuva viruma
ϵ_{cs}	=	loppukutistuma
$\epsilon_{cs,\delta t}$	=	aikavälillä $t_i \dots t_n$ tapahtuva kutistuma
ϵ_{cs0}	=	loppukutistuman perusarvo
ϵ_{cu}	=	betonin murtopuristuma
ϵ_s	=	teräksen venymä
ϵ_{sm}	=	teräksen keskimääräinen venymä
Φ	=	virumaluku, betoniterästen keskimääräinen halkaisija
Φ_0	=	virumaluvun perusarvo
ρ_c	=	betonin tiheys
ρ_s	=	suhteellinen teräspinta-ala
σ_{cp}	=	betonin puristusjännitys painopisteakselilla
σ_p	=	jänneteräksen jännitys
σ_{p0}	=	jänneteräksen alkujännitys
σ_s	=	jänneteräksen jännitys
σ_{sr}	=	jänneteräksen jännitys halkeaman avautumishetkellä
$\Delta\sigma_{pe}$	=	jännityshäviö betonin kimmoisesta puristumasta
$\Delta\sigma_{p,c+s}$	=	jännityshäviö betonin virumasta ja kutistumasta

$\Delta\sigma_{p,rel}$ = pitkäaikainen jännityshäviö jänneteräksen relaksaatiosta

$\Delta\sigma_{p,rel,1000h}$ = 1000 h relaksaatiokokeen mukainen jännityshäviö

$\Delta\sigma_{p,rel\infty}$ = jännityshäviö jänneteräksen relaksaatiosta, kun alkujännitys on σ_{p0}

μ = kitkakerroin, suhteellinen momentti

1 JOHDANTO

1.1 LÄHTÖKOHTA

Kasvava kiinnostus ankkurijännebetonirakenteiden käyttöön on luonut tarpeen mitoitusmenetelmien ja suunnittelutyökalujen kehittämiseen. Varsinkin pysäköintitasojen jatkuvasti lisääntyvä rakentaminen on edesauttanut jännepunosten käytön yleistymistä.

Ankkurijännepunostekniikkaa hyödyntäviä rakenteita suunniteltaessa on muodostunut ongelmaksi normaalia teräsbetonirakennetta monimutkaisempi laskentaprosessi. Lisäksi pyrkimys yhä tarkempaan ja taloudellisempaan rakentamiseen on asettanut uusia vaatimuksia suunnittelun ja mitoitusmenetelmien tarkkuudelle.

Perinteisiä käsinlaskentamenetelmiä käytettäessä on rakenteen suunnittelijalla oltava pitkäaikainen kokemus ankkurijännebetonirakenteiden suunnittelusta. Alkuotaksumien on osuttava lähelle oikeaa arvoa, jotta iteratiivinen laskentaprosessi voidaan suorittaa nykyisten aikataulujen puitteissa. Lisäksi suunnittelua on yksinkertaistettava mitoittamalla koko rakenne kriittisten poikkileikkauksien vaatimusten mukaisesti. Erilaisten rakenneratkaisujen vertailuun ja rakenteen optimointiin ei yksinkertaisesti ole aikaa. Paikallavalurakentamisen mahdollistama yksityiskohtainen, todellisen tarpeen huomioon ottava, suunnittelu joudutaan usein korvaamaan yleistävällä, monin paikoin ylimitoittavalla, suunnittelulla. Perinteisellä käsinmitoitetulla suunnittelulla varmistetaan rakenteen kestävyys riittävällä varmuudella, mutta kokonaistaloudellinen lopputulos ei välttämättä ole paras mahdollinen.

Pyrittäessä laskentaprosessin nopeuttamiseen on lähtökohtana rutiininomaisen laskennan siirtäminen pois suunnittelijalta. Tietokoneen käyttö onkin luonnollinen valinta pyrittäessä yksinkertaistamaan ja helpottamaan suunnittelijan työtä ja samalla pienentämään suunnitteluun käytettyä aikaa ja sitä kautta suunnittelukustannuksia. Samalla saadaan suunnittelutyöstä mielekkäämpää, suunnittelijan voidessa keskittyä oleellisten tunnuslukujen kuten rakenteen dimensioiden ja betoniteräsmäärän tarkkailuun.

Nopean, mutta samalla riittävän tarkan, mitoitusmenetelmän edut tulevat esiin erityisesti tarjouslaskentavaiheessa. Aikaa laskentaan on vähän ja tarjottavan rakenteen kustan-

nukset minimoinut suunnittelija saa urakan, jollei ratkaisua sitten tehdä muilla, kuin teknis-taloudellisilla perusteilla.

1.2 TAVOITE

Työn tavoitteena on kehittää tietokoneohjelma, joka annettuja lähtötietoja käyttäen laskee ankkurijännepunoksilla jännitetyn pilarilaatan jännepunosten lukumäärän ja geometrian laattakaistassa. Ohjelman tulee suorittaa myös laskelmat betoniteräsmääristä eri poikki-leikkauksissa ja samalla tarkistaa, että rakenteella on riittävä kapasiteetti kaikissa rakenteiden kuormitusohjeiden edellyttämässä kuormitustilanteissa.

Rakenteen käyttäytyminen käyttörajatilassa tulee myös selvittää riittävällä tarkkuudella. Erityistä huomiota tulee kiinnittää taipuman ja halkeamaleveyksien määrittämiseen. Esimerkiksi vesitiiviissä rakenteessa, tulee mahdollisesti syntyvien halkeamien leveydet määrittää jo tarjouslaskentavaiheessa.

Ohjelman tulosteiden havainnollisuus ja niiden nopea ja yksikäsitteinen sovellettavuus piirustuksien laadinnassa katsottiin myös erityistä huomiota vaativiksi asioiksi ohjelmaa toteutettaessa.

2 TARTUNNATTOMIN JÄNTEIN JÄNNITETTY BETONIRAKENNE

2.1 YLEISTÄ

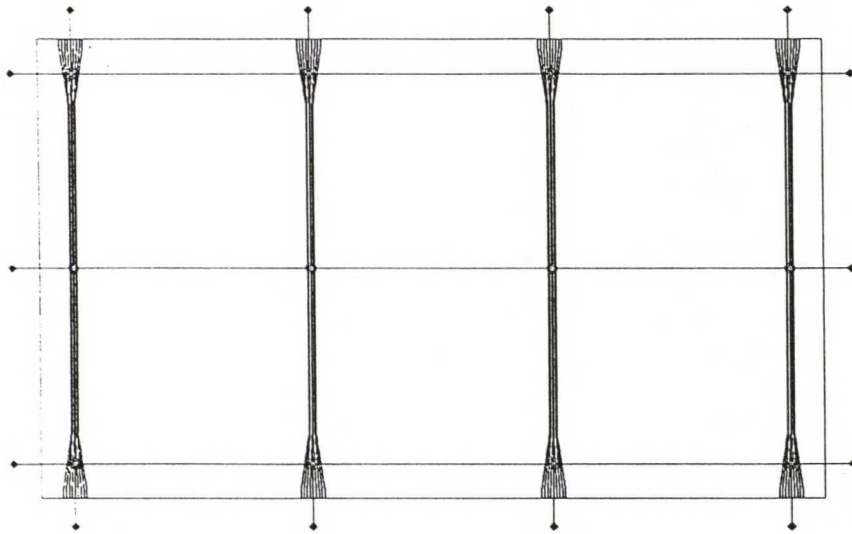
Betonirakenteita jännitettäessä pyritään betoniin aiheuttamaan puristusjännitys, jolloin rakenteeseen kohdistuvat ulkoiset kuormitukset ja rakenteen omapaino eivät aiheuta rakenteeseen niin suuria vetojännityksiä, kuin ne muuten tekisivät. Jännittämistä voidaan käyttää myös rakennetta taivuttavien kuormitusten synnyttämiseen. Myös tällöin on tarkoituksena pienentää rakenteeseen kohdistuvia rasituksia aiheuttamalla kuormituksia, jotka ovat rakenteen kuormituksiin nähden vastakkaissuuntaisia.

Jännitetyt betonirakenteet voidaan jakaa jännittämisen ajankohdan perusteella kahteen tyyppiin. Esijännitetyissä betonirakenteissa (tartuntajännebetonirakenteissa) jännepunokset jännitetään ennen betonimassan valua. Jälkijännitetyt rakenteet (ankkurijännebetonirakenteet) jännitetään vasta, kun betoni on saavuttanut tietyn lujuuden. Ankkurijännebetonirakenteissa jänteet voivat olla joko tartunnallisia tai tartunnattomia. Tässä diplomityössä käsitellään vain tartunnattomilla jänteillä jännitettyjä ankkurijännebetonirakenteita.

2.2 TARTUNNATON ANKKURIJÄNNEBETONIRAKENNE

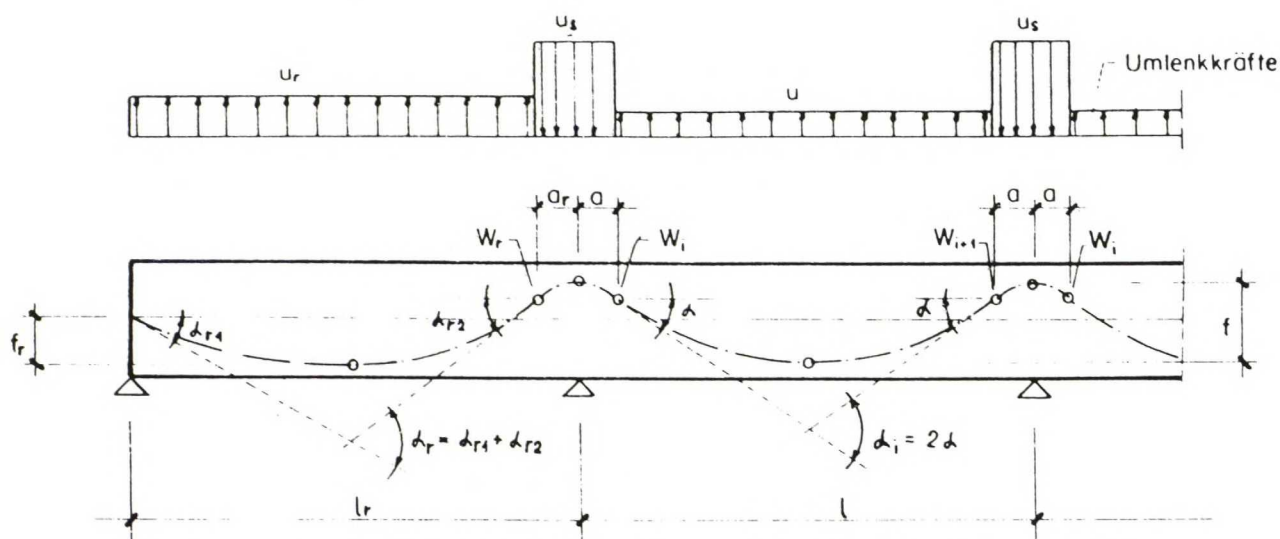
Käytettäessä tartunnattomia jänteitä ankkurijännebetonirakenteen jännittämiseen, koko jännevoima siirtyy ankkurin kautta betoniin. Koska punos pääsee teoriassa vapaasti liikkumaan muovisuojauksensa sisällä (ks. luku 2.3.2), sen suhteellinen venymä on koko punoksen matkalla sama. Tästä johtuu tartunnattomien jänteiden jännityksiä tasaava vaikutus ja paikallisten taipumahuippujen pieneneminen [2]. Toinen tartunnattomien jänteiden käytöstä saatava hyöty on ylikuormituksen johdosta syntyneiden halkeamien sulkeutuminen kuormituksen poistuttua. Muita tartunnattomien jänteiden käyttöä puoltavia seikkoja ovat injektoitaviin punoksiin nähden pieni punoksen läpimitta, mikä mahdollistaa punoksen painopisteen sijainnin lähempänä laatan ulkopintaa, sekä hoikempien rakenteiden myötä halvemmat rakennuskustannukset. Myös injektoinnin poisjäännillä on oleellinen merkitys kustannussäästöjen muodostumisessa.

Pilarilaattarakenteissa jännepunoksia käytetään rakenteen jännittämiseen yleensä kahdessa, toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. Jännepunokset voidaan asentaa rakenteeseen usealla eri tavalla. Nykyisin on käytäntönä keskittää punokset toisessa suunnassa pilarikaistojen päälle, kuten kuvassa 1 on esitetty. Tätä kaistaa, jolla punokset on keskitetty, kutsutaan primaarikaistaksi ja sillä sijaitsevia punoksia primaarisuunnan punoksiksi. Pilarikaistojen päälle keskitettyihin punoksiin nähden kohtisuorasti asennettavat punokset jaetaan puolestaan tasaisesti koko laatan leveydelle. Näitä punoksia kutsutaan sekundaarisuunnan punoksiksi ja vastaavasti kaistaa, jolla ne sijaitsevat, sekundaarikaistaksi.



KUVA 1. Pilarikaistoille keskitettävät, primaarisuunnan punokset.

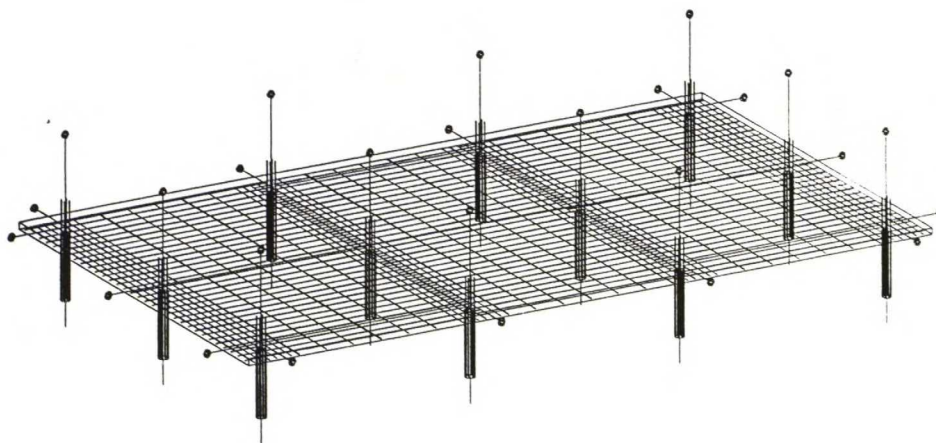
Punoksien korkeusasemaa laatan eri kohdissa muuttamalla, voidaan aiheuttaa laattaan kuormituksia, jotka ovat vastakkaissuuntaisia laatan omallepainolle ja hyötykuormille. Punoksista aiheutuvien kuormitusten määrittäminen on hyvin oleellinen osa tartunnattoimien punosten mitoittamista. Punosten korkeusaseman määrytymistä käsitellään luvussa 5. Punoksista aiheutuvia kuormituksia on selvennetty kuvassa 2.



KUVA 2. Jännepunoksesta aiheutuvat kuormitukset.

Pilarilaatan tason valmistus jakautuu tartunnattomia punoksia käytettäessä työteknisesti kahdeksaan vaiheeseen, joista osaa on havainnollistettu kuvissa 3 - 7.

1. Muotitus
2. Alapinnan terästen ja reunarautoitteiden asennus
3. Mahdollisten läpileikkausrautoitteiden asennus
4. Primaarisuunnan punosten asennus
5. Sekundaarisuunnan punosten asennus
6. Yläpinnan terästen asennus
7. Betonointi
8. Punosten jännittäminen ja jälkityöt



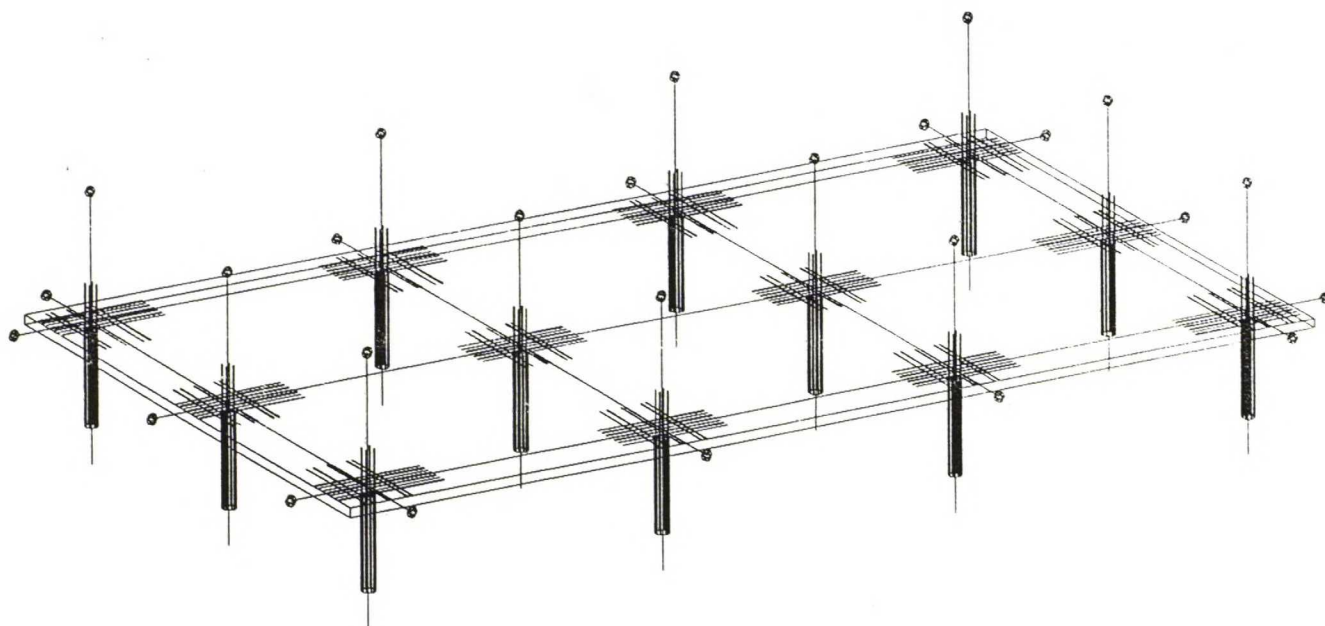
KUVA 3. Alapinnan raudoitus.



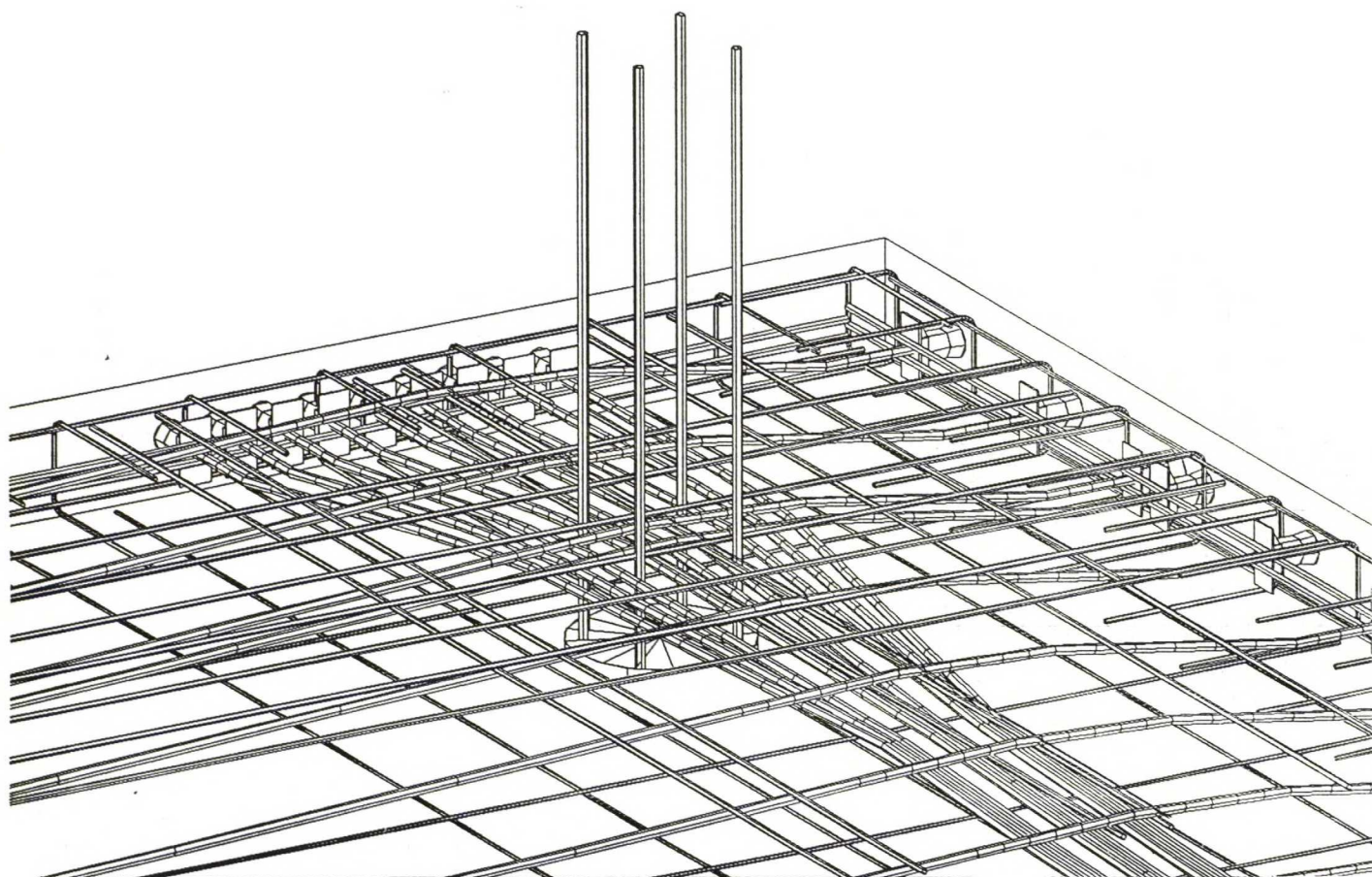
KUVA 4. Läpileikkausraudoitteet ja reunapussit.



KUVA 5. Jännepunokset.



KUVA 6. Yläpinnan betoniteräks.



KUVA 7. Laatan nurkka ennen valua.

2.2.1 TURVALLISUUSNÄKÖKOHDAT

Ankkurijännebetonirakenteiden turvallisuudesta on puhuttu paljon. Nimenomaisesti jännevoiman siirtyminen pelkästään ankkureiden välityksellä on antanut aihetta epäilyksiin rakenteen toiminnasta katastrofitilanteissa. Monia pienoismallikokeita on tehty ja vaurioituneita rakennuksia tutkittu, mutta kaikki tutkimukset ovat osoittaneet, että tartunnattomilla jänteillä jännitetty rakenne kestää hyvin tulipalon ja maanjäristyksen kaltaiset poikkeukselliset olosuhteet [2].

Jänteiden korroosioalttiutta on pidetty tartunnattomien punosten käyttökelpoisuutta vähentävänä seikkana. Tutkimukset ovat kuitenkin osoittaneet, että rakenne toimii täysin odotusten mukaisesti, kun kaapelin suojaavaa muovikuorta käsitellään asiallisesti ja mahdolliset vauriot siinä korjataan jännemenetelmän käyttöselosteessa esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

Huolellisuus ja täsmällisyys lienevät tartunnattomia punoksia käytettäessä itsensänselvyyksiä, koska jännitetyt rakenteet kuuluvat aina rakenneluokkaan 1.

2.3 MATERIAALIT

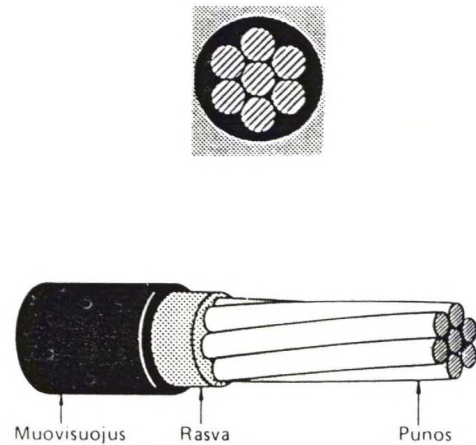
2.3.1 BETONI

Ankkurijännebetonirakenteissa käytetyn betonin tulee vastata laadultaan rakenneluokan 1 vaatimuksia. Betonin lujuusluokka on yleensä väliltä K30-K60. Rakenteiden säilyvyysvaatimusten tiukkenemisen takia joudutaan nykyisin käyttämään yhä korkeampilujuuksisia betoneja. Esimerkkinä voidaan mainita lämpöeristämätön paikoitustalo, jossa tulee Rakenteiden säilyvyysohjeiden [1] mukaan käyttää lujuusluokan K50 betonia.

Korkealujuuksisien betonien pintakäsittelyssä viimeaikoina ilmenneet ongelmat hankaloittavat osaltaan sopivan lujuusluokan valintaa. Varsinkin pysäköintitaloissa betonipinta jää usein näkyviin ja näin ollen sen pintakäsittelystä aiheutuvien kustannusten riippuvuus valitusta betonin lujuusluokasta tulisi ottaa huomioon kokonaistaloudelliseen rakenteeseen pyrittäessä.

2.3.2 JÄNNEPUNOKSET

Jänneteräksenä käytetään tartunnatonta punosta, jonka periaatekuva on esitetty kuvassa 8. Tällaisia jäniteitä käytettäessä ankkurivoima siirtyy kokonaan ankkurien kautta betoniin, sillä janteen muovikuoren sisällä oleva rasva takaa punoksen vapaan liikkuvuuden kuoren sisällä. Rasvan tarkoituksena on myös estää korroosiota jännepunoksessa.



KUVA 8. Tartunnaton jännepunos.

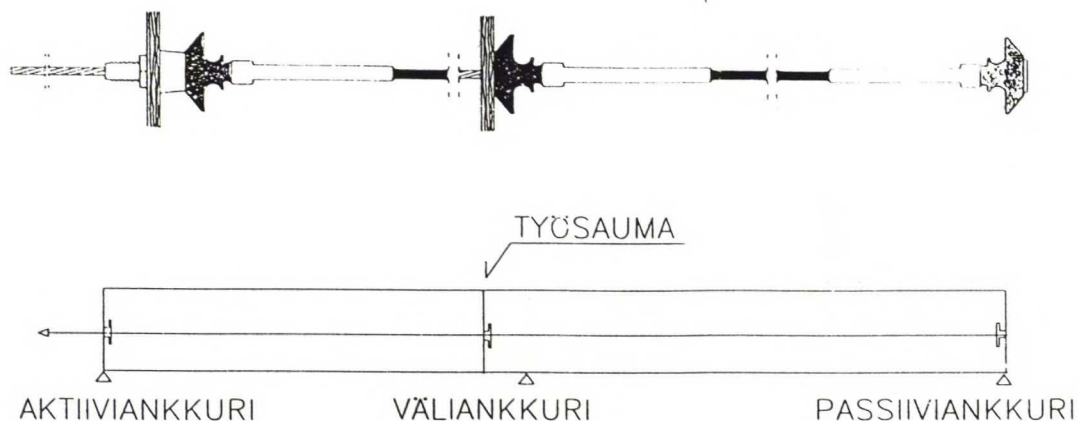
Punoksissa käytettävän teräksen myötölujuus on huomattavasti tavanomaisissa betoniteräksissä käytettäviä arvoja korkeampi. Jännepunokset toimitetaan asennusvalmiina muovikuoressa, jolloin niiden käsittely työmaalla on helppoa. Yleisesti käytetyistä jännepunoksista voidaan mainita tyyppi T15, jonka murtolujuus on 265 kN.

2.3.3 ANKKURIT

Jännepunoksia ankkuroitaessa käytettävät ankkurit koostuvat levymäisestä ankkurikappaleesta sekä jännepunoksen lukitusmekanismista. Tartunnattomiin jäniteisiin soveltuvia ankkureita on saatavissa usealta eri valmistajalta, joilla jokaisella on oma menetelmänsä ankkurointiin. Eri tyyppisiä ankkurointimenetelmiä on esitelty tarkemmin lähteessä [2].

Käytettäessä tartunnattomia jäniteitä tarvitaan aktiivi-, passiivi- ja väliankkureita. Aktiiviankkurilla tarkoitetaan ankkuria, josta jännepunos jännitetään ja johon se lukitaan jännittämisen jälkeen. Passiiviankkuri lukitsee jännepunoksen toisen pään liikkumattomaksi ja mahdollistaa näin ollen punoksen jännittämisen. Väliankkurei-

ta käytetään työsaumoissa aktiiviankkureina silloin, kun valettu alue halutaan jännittää ennen kuin koko jännitettävä alue on valettu. Näin vältetään punoksen katkaisu työsaumassa ja loppuosan jännittäminen voidaan suorittaa normaalisti aktiiviankkurista.



KUVA 9. Aktiivi-, väli- ja passiiviankkuri.

2.3.4 BETONITERÄS

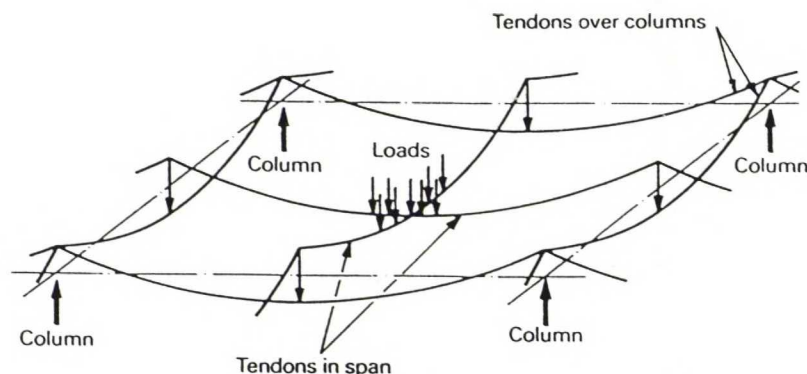
Ankkurijännebetonirakenteissa käytetyn betoniteräksen tulee täyttää samat vaatimukset kuin teräsbetonirakenteissakin. Nykyisin käytetään lähes yksinomaan lujuusluokan A500HW betoniterästä.

2.4 RAKENTEELLISET YKSITYISKOHDAT

2.4.1 JÄNTEIDEN SJOITTELU

Tartunnattomilla jänteillä jännitetyn laatan lujuus riippuu esijännityksen kokonaismäärästä eikä niinkään jännepunosten sijoittelusta [2]. Nykyisin on käytäntönä asentaa jänteet siten, että ne toisessa suunnassa keskitetään pilarilinjoiille ja toisessa suunnassa jaetaan tasaisesti koko laatan leveydelle. Tällöin rakenteeseen

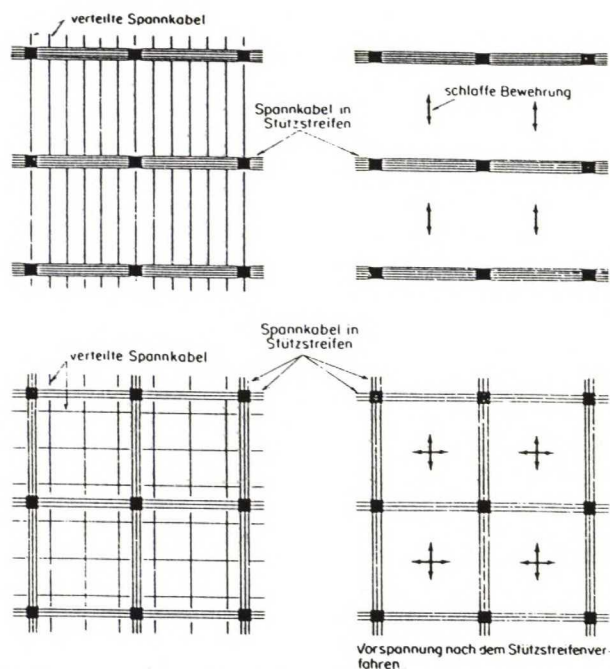
muodostuu selkeät palkkikaistat ja niitä vastaan kohtisuora laattakaista. Tasaisesti laattakaistaan levitetyt punokset siirtävät kuormituksen laattakaistalta palkkikaistoille, joilta kuormitus siirtyy pilareille. Kuormitusten siirtymistä on selvennetty kuvassa 10.



KUVA 10. Kuormituksen siirtyminen pilareille.

Työteknisesti toisessa suunnassa punosten keskittäminen palkkikaistalle on huomattavasti yksinkertaisempi, kuin punosten jakaminen tasaisesti molemmissa suunnissa. Keskittämällä välttään hankalalta punosten pujottelulta, mitä ei voida välttää jaettaessa punokset molemmissa suunnissa tasaisesti. Kun punokset keskitetään toisessa suunnassa palkkikaistalle, voidaan ne asentaa koko laatan matkalle yhdellä kertaa. Palkkikaistalla olevien punosten päälle asennettavat poikkisuuntaiset punokset voidaan asentaa palkkikaistan punosten asentamisen jälkeen. Punosten sijoittelun eri vaihtoehtoja on esitelty kuvassa 11.

Pilarilinjoiille keskitetyt jännepunokset sijoitetaan mahdollisimman lähelle toisiaan, ottaen kuitenkin huomioon betonoinnin ja suunnitteluohjeiden vaatimukset punosten keskinäisistä etäisyyksistä. Jännepunoksia voidaan niputtaa korkeintaan kolmen punoksen nippuihin, joiden keskinäinen vapaa väli on vähintään 50 millimetriä [3]. Laatan reunalla punokset haarautuvat, jotta saadaan riittävästi tilaa ankkuroinnille. Ankkureiden pienimmät keskinäiset etäisyydet on määrätty jännemenetelmän käyttöselosteessa. Sekundaarisuunnassa jännepunokset tulee sijoittaa enintään kuusinkertaisen laatan paksuuden välein kuitenkin niin, että väli on enintään 1,5 m [3].



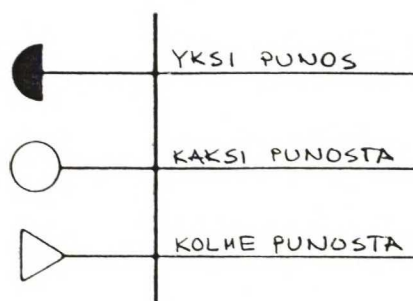
KUVA 11. Punosten sijoittelu laatussa.

2.4.2 JÄNNEPUNOSTEN MERKITSEMINEN PIIRUSTUKSIIN

Piirustuksissa tulee esittää jänteiden ja muun raudoituksen sijoittelu. Jännepunosten korkeusasema voidaan esittää esimerkiksi korkolistoilla, joista käy ilmi punoksen alapinnan korko tarkalleen määrättyllä etäisyydellä tietyistä kiintopisteistä. Käytännössä näinä kiintopisteinä toimivat moduulilinjat. Vaakasuuntainen sijoittelu esitetään piirtämällä osa kustakin punoksesta tasopiirustukseen ja mitoittamalla punosten väliset etäisyydet. Myös tässä suunnassa mitoitus tulee aloittaa jostakin työmaalla helposti määritettävästä kiintopisteestä. Mikäli jännepunoksia niputetaan, tulee niput merkitä tasopiirustukseen. Kuvassa 12 on esitetty eräs tapa merkitä jännepunosten kappalemäärä kussakin nipussa [2]. Punoksia saa niputtaa enintään kolmen nippuihin [3].

Ankkureiden korkeusasema ja niiden keskinäiset etäisyydet esitetään joko tasopiirustuksessa tai erillisissä detaljipiirustuksissa. Punosten ankkurointia suunniteltaessa tulee erityistä huomiota kiinnittää ankkurien reunaetäisyyksien riittävyyteen. Jännemenetelmän käyttöselosteessa on määrätty ankkureiden pienimmät sallitut etäisyydet toisiin ankkureihin ja rakenteen reunoihin.

Jännepunokset tulee yksilöidä esimerkiksi numeroimalla. Lisäksi kaikki samanpituiset jännepunokset merkitään värikoodilla, mikä helpottaa punosten oikean paikan määrittämistä työmaalla. Värikoodit merkitään punoksiin värillisillä teipeillä.



KUVA 12. Punosnippujen merkinnät.

Suunnittelija täyttää punoksista jännityspöytäkirjan, josta käy ilmi punoksen pituus, käytettävä vetovoima, tätä voimaa vastaava jännitystunkin painemittarin lukema ja saavutettava venymä toleransseineen. Työmaalla listaan täytetään toteutunut venymä. Venymän pysyessä sallituissa rajoissa voidaan olla varmoja, että punoksessa todella on suunniteltu jännevoima.

2.4.3 VÄLIANKKURIT

Liikuntasauva-alue on usein taloudellista tehdä mahdollisimman suureksi, mistä johtuen se joudutaan jakamaan valualueisiin. Muottikierron nopeuttaminen on toisaalta yksi avaintekijöistä rakennuskustannuksia minimoitaessa. Tästä johtuen liikuntasauva-alue jännitetään usein valualue kerrallaan, jotta muotit voidaan purkaa mahdollisimman nopeasti. Jännepunosta ei kuitenkaan tarvitse katkaista jokaisessa valusaumassa, vaan jännittäminen voidaan suorittaa käyttäen väliankkureita. Jännittäminen väliankkurista tapahtuu aivan samalla tavalla kuin aktiiviankkurista jännittäminen. Kun jännittäminen on suoritettu, jännepunos paikataan jännittämiskohdasta käyttöselosteen ohjeiden mukaisesti, jonka jälkeen seuraava valualue voidaan valaa aivan normaalisti. Seuraavassa jännityksessä väliankkuri toimii ikään kuin passiiviankkurina. Väliankkureista on myös se hyöty, että kerralla jännitettävän kaapelin pituuden lyhentyessä, jännevoimaa pienentävät häviöt eivät kasva kohtuuttoman suuriksi.

2.4.4 JÄNTEIDEN TUENTA

Tuennan tarkoituksena on pitää jänteet oikeilla paikoillaan sekä vaaka-, että pystysuunnassa. Tukia asetetaan enintään 1,2 metrin välein koko janteen matkalle [3]. Erityistä huomiota tulee kiinnittää käännepisteiden lähialueiden tukemiseen, sillä käännepisteiden oikealla asemalla on huomattava merkitys koko jännepunoksen geometriaan ja sitä kautta rakenteeseen vaikuttavaan kuormitukseen.

2.4.5 JÄNTEIDEN JÄNNITTÄMISJÄRJESTYS

Jännepunosten jännittämisjärjestys tulee esittää rakennepiirustuksissa. Järjestys tulee valita siten, että laatta jännitetään niin tasaisesti, kuin mahdollista. Usein on tarpeellista jännittää pilarikaistoille sijoitetut punokset, ainakin osittain, ennen kuin punoksia toisessa suunnassa jännitetään.

Betonin kutistumisesta aiheutuvaa halkeilua voidaan vähentää jännittämällä ainakin osa janteista noin puoleen lopullisesta jännevoimasta, kun betonin lujuus on saavuttanut noin 50 % suunnittelulujuudesta [4]. Tällöin jännepunosten aiheuttama puristusjännitys kumoaa kuivumiskutistumisesta aiheutuvat vetojännitykset eikä halkeamia pääse syntymään. Kutistumisesta aiheutuvat halkeamat ulottuvat koko rakenteen läpi, joten niiden torjunta on erityisen tärkeää pyrittäessä vesitiiviisiin rakenteisiin. Taloudellisesti halkeilun estämisellä on suuri merkitys, sillä halkeilematon betoni on ilman vesieristystäkin jo riittävän vesitiivis useisiin rakenteisiin. Pääpaino kutistumisesta johtuvien halkeamien syntymisen estämisessä tulee kuitenkin olla betonimassan koostumuksen valinnassa ja asiallisesti suoritettussa jälkihoitossa.

2.4.6 ANKKUREIDEN SUOJAUS

Ankkurit ja janteiden päät tulee suojata vähintään 25 mm paksuisella betonikerroksella [5], jotta voidaan olla vakuuttuneita, ettei korroosio pääse vaikuttamaan rakenteen säilyvyyteen. Käytettävän betonimassan tulee olla vähän kutistuvaa ja

riittävän notkeaa, jotta betonoinnista tulee tiivis. Tiiveyttä voidaan parantaa jälkivalusaumojen epoksisivelyllä betonin kovetuttua.

2.4.7 TARTUNNALLISEN RAUDOITUKSEN SJOITTELU

Tarvittava vetoteräsmäärä saadaan laskemalla rakenteelta vaadittu taivutusmomenttikapasiteetti eri rajatiloissa. Haurasmurtuman estämiseksi tulee betonilaattoihin kuitenkin aina sijoittaa vähimmäisraudoitus sekä tuille, että kenttiin suurimpien momenttien kohdalle. Pilarilaatoissa betoniterästä tulee olla tuella molemmissa suunnissa vähintään [3] teräsmäärä

$$A_s = 0,00075 h L \quad (1)$$

missä h on laatan paksuus ja

L on jänneväli raudoituksen suunnassa.

Tuen raudoitus tulee sijoittaa alueelle, joka rajoittuu puolitoistakertaisen laatanpaksuuden leveydelle tuen reunasta. Tankoja tulee olla vähintään neljä kummassakin suunnassa ja ne tulee sijoittaa tasaisesti koko alueelle. Tankokoon tulee olla mahdollisimman pieni, mutta ei kuitenkaan halkaisijaltaan pienempi kuin 12 millimetriä [2]. Tätä pienemmät tangot vääntyvät helposti asennuksen jälkeen, jolloin ei voida olla varmoja niiden toimivuudesta valmiissa rakenteessa. Terästen tulee ulottua vähintään jännevälän kuudesosaan, jotta negatiivisesta taivutusmomentista mahdollisesti aiheutuvat halkeamat osuisivat raudoitetulle alueelle [3].

Kentissä suurimpien taivutusmomenttien kohdalla ja ulokkeiden viivamaisilla tuilla tulee betoniterästä olla vähintään [3]

$$\frac{A_s}{A_c} = \begin{cases} 0,18 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} (2 - k) \geq 0,0005, \text{ kun } k \geq 1 \\ 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}, \text{ kun } k < 1 \end{cases} \quad (2)$$

missä A_c on betonin poikkileikkausala.

f_{ctk} on betonin leikkauslujuuden ominaisarvo ja

f_{yk} on betoniteräksen vetolujuuden ominaisarvo.

$$k = \frac{\sigma_{cp}}{1 \frac{MN}{m^2}}, \text{ jossa}$$

σ_{cp} on betonin puristusjännitys käyttötilassa laatan painopisteakselillä jännityshäviöiden tapahduttua.

Positiivisen taivutusmomentin alueella raudoitus tulisi ulottaa jännevälin kuudenneksen päähän pilarilinjasta [5], jotta mahdolliset halkeamat syntyisivät raudoitettulle alueelle. Kenttäraudoituksena ei tulisi käyttää halkaisijaltaan kahdeksaa millimetriä ohuempia tankoja toimivuuden varmistamiseksi.

Jännepunosten ankkurointi aiheuttaa laatan reunaan pistemäisen kuorman, josta aiheutuvat jännitykset on jaettava raudoituksella betonille. Jännemenetelmän käyttöseloste määrää millaista raudoitusta kyseisten ankkurien kanssa on käytettävä. Esimerkiksi Cona-Single ankkureita käytettäessä ankkureihin ei liity lainkaan nimellisraudoitetta, vaan ankkurialueen raudoitus mitoitetaan ankkurin ja ankkuriryhmän aiheuttamalle halkaisuvoimalle betoninormien mukaan. Paikallinen puristuskapasiteetti määritetään kaavasta

$$F_u = A_{c0} f_{cd} \sqrt[n]{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq k A_{c0} f_{cd} \quad (3)$$

missä A_{c0} on kuormitetun pinnan ala = $a_0 b_0$ ja

A_{c1} on kuorman jakaantumispinnan ala = $a_1 b_1$ [8].

f_{cd} on betonin puristuslujuuden laskenta-arvo.

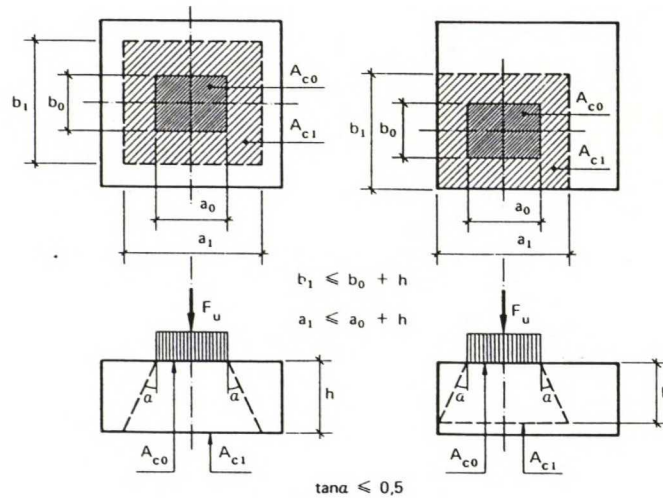
n ja k saadaan taulukosta 1

TAULUKKO 1. Paikallisen puristuskapasiteetin laskennassa käytettävät vakiot n ja k . (ρ_c on betonin tiheys [kg/m^3]).

	$\rho_c < 1800$	$1800 \leq \rho_c < 2400$	$\rho_c \geq 2400$
k	2	2,5	3
n	3	2,5	2

Ankkuroinnista aiheutuvien, ankkurin akseliin nähden kohtisuorien vetojännitysten oletetaan jakaantuvan kuvan 13 mukaisesti siten, että kuorman jakaantumiskulmal-
le α pätee $\tan \alpha = 0,5$. Kaavaa (3) käytettäessä tulee seuraavien ehtojen olla voimassa

- jakaantumispinnan painopisteen tulee olla kuormittavan voiman vaikutussuoralla
- jakaantumispinnan sivumittoja ei saa otaksua suuremmiksi kuin $a_1 \leq a_0 + h$ ja $b_1 \leq b_0 + h$, missä h on jakaantumis- ja kuormituspinnan välinen etäisyys
- kuormitetun pinnan ja jakaantumispinnan välillä ei rakenteessa saa olla heikennyksiä.



KUVA 13. Paikallisen puristuksen jakaantuminen.

Betonin halkaisukapasiteettia ei yleensä katsota saavutettavan [8], jos

$$1,2 \frac{F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (4)$$

jossa F_d on halkaisuvoiman laskenta-arvo. Tällöin ei erillistä halkaisuraudoitusta periaatteessa tarvita, vaan betonin halkaisukapasiteetti riittää estämään halkeilun. Koska ankkurivoimasta aiheutuvat kuormat yleensä kuitenkin sijaitsevat rakenteen reuna-alueella, tulee laatan reuna lohkeiluvaaran vuoksi raudoittaa joka tapauksessa.

Mikäli kaavan (4) ehto ei ole voimassa, voidaan paikallisen puristuksen aiheuttama halkaisuvoima laskea kaavasta

$$F_t = 0,25 F_d \left(1 - \frac{b_0}{b_1}\right) \quad (5)$$

missä b_0 on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa ja

b_1 on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa [8].

Halkaisuraudoitus mitoitetaan voimalle F_d . Tasaisessa pilarilaatassa vähimmäis-reunaraudoituksena käytetään ylä- ja alapinnassa kulkevia, halkaisijaltaan 12 mm tankoja, jotka kiertävät koko laatan [5].

Raudoitusta tulee suunnitella myös ankkureista 45° kulmassa lähtevien linjojen ja laatan reunan rajaamalle alueelle [5]. Tälle alueelle syntyy ankkurivoimista vetojännityksiä jännepunoksiin nähden kohtisuorassa suunnassa.

Suuret ja keskisuuret reiät tulee vahvistaa tartunnallisella raudoituksella reiän pielissä [3].

Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa raudoitusta tulee sijoittaa myös jänteitä vastaan kohtisuorassa suunnassa. Raudoituksen pinta-ala ei saa alittaa 0,12% laatan poikkileikkauspinta-alasta [5].

2.4.8 REIÄT

Pieniä reikiä ei tarvitse huomioida suunnittelussa lainkaan, vaan ne voidaan muotittaa työmaalla vapaasti. Tällöin kuitenkin edellytetään, että jännepunosten betonipeitevaatimus otetaan huomioon reikiä muotitettaessa. Keskikokoisien

reikien kohdalla jännepunoksia siirretään siten, että ne ohittavat reiän siltä puolelta, mikä aiheuttaa vähemmän mutkia punokseen. Jänteiden sivuttaiset siirrot tulee tehdä mahdollisimman loivasti, jotta häviöt pysyisivät pieninä. Suurissa rei'issä, kuten hissikuiluissa, jänteet voidaan katkaista ja ankkuroida reiän reunaan. Reikien ympärille tulee suunnitella tartunnallista raudoitusta siten, että halkeamien leveydet pysyvät sallituissa rajoissa. Myös reikien reunojen lohkeamisvaara tulee ottaa huomioon raudoitusta suunniteltaessa.

2.4.9 SAUMAT

Saumat tulisi aina sijoittaa alueelle, joka alkaa jännemitan neljänneksen ja loppuu jännemitan kolmanneksen päässä tuelta [2]. Leikkausvoiman siirtyminen sauman yli varmistetaan karhentamalla vanha betonipinta, käyttämällä työsaumaraudoitetta tai muotittamalla laattaan vaarna jatkoksen kohdalle. Sauman läpi menevä raudoitus vaikeuttaa oleellisesti työsauman muotitusta. Suositeltavaa olisikin sijoittaa sauma siten, että ainakin osa yläpinnan teräksistä loppuu ennen saumaa.

Väliankkureita käytettäessä työsauman paikka määräytyy jännepunoksien geometriasta. Väliankkurit tulee sijoittaa sellaiseen kohtaan jänneväliä, jossa jännepunos on poikkileikkauksen painopisteessä. Tällöin jännevoiman epäkeskisyydestä ei aiheudu taivutusmomenttia laattaan jännepunoksia jännitettäessä.

2.4.10 LAATAN RAKENNUSAIKAINEN TUENTA

Normaalisti laatta jännitetään 2-3 päivän kuluttua betonoinnista, jonka jälkeen muotit voidaan purkaa [2]. Nopeamman muottikierron aikaansaamiseksi voidaan käyttää nopeasti kovettuvaa betonia. Tällöin jännitys voidaan suorittaa jopa valua seuraavana päivänä. Betonin lujuuden tulee olla, käytetystä jännemenetelmästä riippuen, noin 80% betonin suunnittelulujuudesta. Varsinkin talvirakentamisessa tulee kiinnittää erityistä huomiota betonin lujuuden kehittymisen seurantaan ankkurien läheisyydessä. Näin vältetään ankkuroinnin pettämisestä aiheutuvilta korjaustöiltä, jotka usein muodostuvat hyvin kalliiksi.

Rakenteen eri tasojen suunnittelukuormien ja omien painojen suhteesta riippuen saatetaan tarvita muottitukia ylemmän tai ylempien tasojen tukemiseksi rakennusaikana. Käytäntönä on tukea enintään kaksi kerrosta rakennustason alapuolella [2]. Tukemisesta aiheutuvat kuormat tulee ottaa huomioon alempia tasoja mitoitettaessa.

3 LASKENTAMENETTELY

3.1 YLEISTÄ

Kokonaisen talon mallintaminen on yhä edelleen tavallisten suunnittelutoimistojen ulottumattomissa. Jopa kaikkein pienimmissä kohteissa kolmedimensioisen mallin käsittely johtaisi niin suuriin tietomääriin, ettei sen hallinta nykyisin käytössä olevalla tietokonekannalla ole mahdollista. Toisaalta kokonaisen rakennuksen mallintaminen ja laskeminen ei välttämättä ole mielekästäkään, koska sopivilla yksinkertaistuksilla päästään aivan riittävän tarkkoihin tuloksiin. Työtekniikan ja koko projektin talouden kannalta on jopa parempi, että rakenteiden suunnittelussa ei sorruta hienosteluun, vaan rakenteita standardoidaan ja samoja komponentteja käytetään mahdollisuuksien mukaan useammassa kohdassa rakennetta.

Sopivaa laskentamenettelyä kehitettäessä on pyrittävä mallintamaan tarkasteltava rakenne mahdollisimman yksinkertaisesti, mutta kuitenkin niin, että haluttu varmuustaso saavutetaan. Ei ole mielekästä käyttää mitoitukseen monikertaisesti aikaa tai tietokoneresursseja, jos saavutettu tulos ei tuo oleellisia säästöjä rakennetta toteutettaessa. Toisaalta ei myöskään ole järkevää ylimitoitaa rakennetta vain sen takia, että käytetty laskentamenetelmä on yksinkertainen. Suunnittelukustannus on kuitenkin vain murto-osa rakennuskustannuksista.

3.2 PILARILAATTARAKENTEEN MALLINTAMINEN

Pilarilaattarakenteita voidaan tarkastella tasoina tai kehinä, kaksidimensioisessa mallissa pitäydyttäessä. Tasotarkastelussa laatan suuntaisten siirtymien ja voimien tarkastelu ei

ole mahdollista, joten laataston tarkastelu tasona ei sovellu jännitettyjen rakenteiden analysointiin.

Kehämallia käytettäessä rakenne jaetaan pilarilinjojen mukaan keskenään kohtisuoriin kaistoihin, joiden oletetaan toimivan rakenteessa toisistaan riippumatta. Mallissa ajatellaan, että niin sanottu sekundaarikaista, kerää kuormitukset itseään vastaan kohtisuorassa olevalle primaarikaistalle (ks. kuva 10). Primaarikaista puolestaan siirtää kuormitukset pystyrakenteille, joina toimivat pilarit ja seinät.

3.2.1 VAAKA- JA PYSTYRAKENTEEN LIITOS

Vaaka- ja pystyrakenteen liitos on aina hyvin ongelmallinen rakennemallia luotaessa, sillä liitoksen jäykkyyden määrittäminen on vaikeaa. Liitos voidaan valita niveleksi, joka johtaa laattarakenteen huomattavaan ylimitoitukseen siihen nähden, että liitos siirtäisi taivutusmomenttia laatasta pystyrakenteelle. Toisaalta, jos liitos valitaan täysin jäykäksi, jolloin pystyrakenteelle siirtyvän taivutusmomentin intensiteetti riippuu rakenteen osien jäykkyyksien suhteista, saattaa lopputuloksena olla vaakarakenteen alimitoitus. Tällaiseen tilanteeseen päädytään helposti esimerkiksi nurkkapilaria tarkasteltaessa. Vaikka laskelmat osoittavat nurkkapilarin ja laatan liitoskohtaan syntyvän negatiivista taivutusmomenttia ja vaikka tälle taivutusmomentille mitoitettu rauditus onnistuttaisiin sijoittamaan laattaan, ei pilarille voi kertyä laskettua taivutusmomenttia. Todellisuudessa, kun rakenne on kolme- eikä kaksidimensioinen niin kuin laskentamalli, taivutusmomentin nurkkaan keräämiseksi tarvittaisiin huomattavan jäykkä reunapalkki, jota pilarilaattarakenteissa ei yleensä ole. Pelkällä laatan reunan vääntöraudoituksella ei tällaista jäykkyyttä saada aikaan, vaan rakenne toimii eri tavalla, kuin laskelmissa on otaksuttu. Tuloksena on nurkkapilarin raudituksen ylimitoitus ja laatan kenttäraudoituksen alimitoitus.

Myös käyttörajatilassa pystysiirtymien arvot ovat, halkeilemattoman poikkileikkauksen mukaisia jäykkyyssarvoja käytettäessä, liian pieniä. Mikäli pystysiirtymät lasketaan halkeilleen poikkileikkauksen mukaisilla jäykkyyssarvoilla, esimerkiksi

tuen alueella, vaihtelee taipuman arvojen oikeellisuus tapauksittain, riippuen rakenteen eri osien halkeama- ja taivutusmomenttikapasiteeteista.

3.3 KORVAUSKEHÄMALLI

Kehämallia pilarilaatastion analysointiin käytettäessä on sovellettavaksi menetelmäksi vakiintunut korvauskehämalli, jossa rakenteesta mallinnetaan kerrallaan yksi pilarikaista siihen liittyvine pystyrakenteineen. Kaistan leveydeksi valitaan pilarilinjoiden keskikohtien välinen etäisyys ja pituudeksi rakenteen pituus kyseisellä pilarilinjalla [6]. Pystyrakenteet mallinnetaan kerroksen korkuisina, jolloin niiden jäykkyys tulee huomioitua rakennetta analysoitaessa. Pystyrakenteiden taivutusjäykkyyttä on kuitenkin oltava mahdollista muuttaa, kuten edellä todettiin, jotta taivutusmomenttien jakaumaa voidaan korjata. Taivutusjäykkyyden muuttaminen käy helpoiten määrittämällä redusointikerroin, jolla pystyrakenteen todellinen taivutusjäykkyys kerrotaan. Kerroin valitaan kokemuksellisesti siten, että rakennemalli vastaa riittävän tarkasti mitoitettavan rakenteen todellista toimintaa. Erityistä huomiota on kiinnitettävä siihen, että kerroin valitaan riittävän pieneksi. Näin varmistetaan rakenteen laskentaotaksumien mukainen toiminta murtorajatilassa. Pystyrakenteiden taivutusmomenttikapasiteettien riittävyys tulee aina tarkastaa laskennan lopuksi.

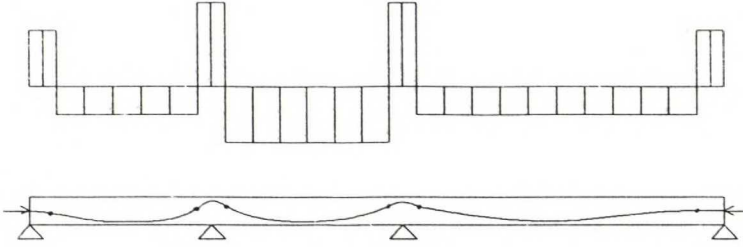
3.4 KUORMIEN TASAPAINOTUKSEN PERIAATE

Rakennetta rasittavat voimat muodostuvat kolmesta erityyppisestä kuormituksesta, joita ovat rakenteen omapaino sekä pysyvät ja muuttuvat kuormat.

Näistä kaksi ensimmäistä ovat aina olemassa ja niiden osuus kokonaiskuormasta on yleensä suuri. Kolmas kuormitustyyppi, eli muuttuvat kuormat, voivat vaihdella nollan ja jonkin määrätyn suurimman arvon välillä.

Jännepunoksia käyttämällä voidaan rakenteeseen aiheuttaa pysyvä, ulkoinen kuormitus, jonka suuruutta voidaan säädellä muuttamalla jännepunosten määrää tai geometriaa rakenteessa. Valitsemalla punoksille kahdesta alaspäin ja yhdestä ylöspäin aukeavasta paraabelista muodostuva geometria jokaisella pilarivälillä, rakenteeseen aiheutuu sekä

ylöspäin, että alaspäin suuntautuvia voimia, joiden resultantti jokaisessa kentässä häviää. Kuormituksia on havainnollistettu kuvassa 14.



KUVA 14. Jännevoimasta aiheutuvat kuormitukset.

Jännepunoksesta aiheutuvien, punosta vastaan kohtisuorien, kuormitusten intensiteetti on suoraan riippuvainen punoksen kaarevuudesta [8]. Mitä suurempi kaarevuus punoksella on, sitä suurempi intensiteetti punoksesta aiheutuvalle kuormitukselle syntyy. Kuormituksen suuruus voidaan määrittää kaavasta

$$q = PR = \frac{P}{r} \quad (6)$$

jossa **R** on kaarevuus ja **r** on kaarevuussäde. **P** on jännevoima.

Punoksesta aiheutuvan kuormituksen syntyminen on ymmärrettävissä helposti ajateltaessa punos esimerkiksi pyykkinaruksi, jolla pyykki roikkuvat. Kun pyykkinarua vedetään, pyrkii se suoristumaan ja samalla nostamaan pyykkejä ylöspäin. Vastaavasti betonilaatan sisälle kaarevaan muotoon asennettu punos pyrkii oikenemaan sitä jännitetessä ja näin ollen aiheuttaa betonilaattaan kohdistuvia kuormituksia.

Kun punoksen geometria valitaan siten, että ylöspäin suuntautuvat kuormitukset vaikuttavat lähestulkoon koko pilarien välisellä matkalla ja vastaavasti alaspäin suuntautuvat kuormitukset pilarien kohdalla, päästään tilanteeseen, jossa haluttu määrä alaspäin suuntautuvaa kuormitusta kumoutuu punoksesta aiheutuvan, ylöspäin suuntautuvan, kuormituksen vaikutuksesta. Valitsemalla punoksen aiheuttaman kuormituksen suuruudeksi rakenteen omapainon ja pysyvien kuormien summan, päästään tilanteeseen, jossa rakennetta kuormittavat oikeastaan vain muuttuvat kuormat. Punoksista aiheutuvaa kuormitusta muuttamalla voidaan siis säädellä tietyssä kohdassa rakennetta vaikuttavan

kuormituksen suuruutta. Tätä periaatetta kutsutaan kuormituksen tasapainottamisen periaatteeksi ja tasapainotuksen suuruutta kuvaavaa kerrointa tasapainotuskertoimeksi.

4 RAKENNEMALLIN LUOMINEN

4.1 YLEISTÄ

Rakenteen toimintaa tutkittaessa on ensin määritettävä millaista rakennetta tutkitaan. Tietyn kuormitustapauksen aiheuttamien rasitusten tutkimiseksi, tulee myös rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset ja niiden sijainti määrittää. Kun rakenne halutaan vielä mitoittaa niin, että se valituilla rakennemitoilla pystyy kantamaan vaaditut kuormitukset, tarvitaan tiedot käytettävistä materiaaleista sekä rakenteen toimintaan vaikuttavista muista tekijöistä, kuten ympäristöolosuhteista. Näiden kolmen perusasiakokonaisuuden kuvaamista tietokoneohjelman ymmärtämällä tavalla kutsutaan esikäsittelyksi ja tietokoneohjelmaa, joka kerää nämä tiedot, esikäsittelijäksi.

Rakenteeseen syntyvien voimasuureiden ja siirtymien laskenta suoritetaan esikäsittelyn jälkeen yleisellä elementtimenetelmällä. Elementtimenetelmän käyttämiseksi rakennetta kuvaamaan muodostetaan jäykkyysmatriisi, jossa alkioina ovat eri elementtien jäykkyysarvot. Rakenne jaetaan elementteihin siten, että jokainen pilari muodostaa yhden elementin ja vastaavasti jokainen jänneväli on oma elementtinsä. Jakamalla jännevälit useaan elementtiin voitaisiin tuloksia ehkä hieman tarkentaa, mutta tarkkuden lisäyksellä ei liene todellista merkitystä, jollei sitten koko laskentamenettelyä tarkenneta vastaavasti.

Elementtimenetelmässä kuormitukset esitetään kuormitusvektorina. Kuormitusvektorin komponentit ovat eri solmupisteisiin, eli eri elementtien päätepisteisiin, kohdistuvien kuormitusten arvot. Elementtien keskiosille vaikuttavat kuormitukset korvataan niitä vastaavilla solmuvoimilla.

Yleistä elementtimenetelmää on käsitelty kirjallisuudessa hyvin paljon, joten tässä diplomityössä sitä ei käsitellä.

4.2 MATERIAALITIEDOT

Jännitettyä teräsbetonirakennetta analysoitaessa käsitellään kolmea toisistaan poikkeavaa materiaalityyhmää: betonia, jänneterästä ja betoniterästä. Rakenteessa saattaa olla erilaisia betoneja sekä betoniteräksiä, mutta jänneteräksenä käytetään yleensä yhtä tyyppiä koko rakenteessa.

4.2.1 BETONI

Käytännössä riittää, kun betonin materiaalitiedot voidaan syöttää erikseen vaakaja pystyrakenteille. Tämä on tarpeellista, koska pystyrakenteiden betonina käytetään usein korkeampilujuusluokkaista betonia kuin vaakarakenteissa. Rakenteen iän vaikutus betonin lujuuteen on tarvittaessa voitava myös huomioida, koska eri osien betonointi suoritetaan eri aikana.

Betonin materiaaliominaisuuksista tulee tietää lujuusluokka ja tiheys. Kimmoduuli voidaan laskea, jos lujuusluokka tunnetaan, joten sen antaminen alkuarvona ei ole aivan välttämätöntä. Jos kimmomoduli kuitenkin on mahdollista antaa erikseen, jätetään käyttäjälle mahdollisuus vaikuttaa rakenteen jäykkysominaisuuksiin ilman, että samalla jouduttaisiin muuttamaan lujuusluokkaa. Betonin kimmomoduli voidaan laskea [8] kaavasta

$$E_c = 5000 \, k \, \sqrt{K} \left[\frac{MN}{m^2} \right] \quad (7)$$

jossa K on betonin nimellislujuus MN/m^2 ja k on kerroin, joka saa arvon 1,0 betonille, jonka tiheys on $2400 \, kg/m^3$.

4.2.2 BETONITERÄS

Rakenteissa käytettävät betoniteräokset ovat yleensä kaikki samaa lujuusluokkaa, mutta käytettävä tankokoko on voitava valita erikseen ylä- ja alapinnan betoniteräksille. Tämä johtuu siitä, että rakenteen eri pinnoissa on taloudellista käyttää

erikokoisia tankoja ja koska tankokoko vaikuttaa teräspinta-alojen mitoittamiseen, on käytettävän tangon halkaisija ylä- ja alapinnassa ilmoitettava erikseen. Murto-rajatilassa tankokoko vaikuttaa vaadittavan teräspinta-alan suuruuteen, koska terästen momenttivarsi on erisuuri erikokoisille teräksille. Käyttörajatilassa tankokoko vaikuttaa taivutushalkeaman leveyteen ja jos teräspinta-alaa suurennetaan halkeamien koon pienentämiseksi, on tangon koolla luonnollisesti merkitystä vaadittavan teräspinta-alan suuruutta laskettaessa. Läpileikkausterästen tankokokoa ei tarvitse tietää etukäteen, sillä tarvittavan teräsmäärän voi ilmoittaa kokonaispinta-alana koska tangon halkaisijalla ei ole merkitystä mitoituksen suorittamiseen.

Ylä- ja alapinnan betoniterästankojen halkaisijoiden lisäksi tulee ilmoittaa teräksen lujuuden ominaisarvo ja kimmomoduuli.

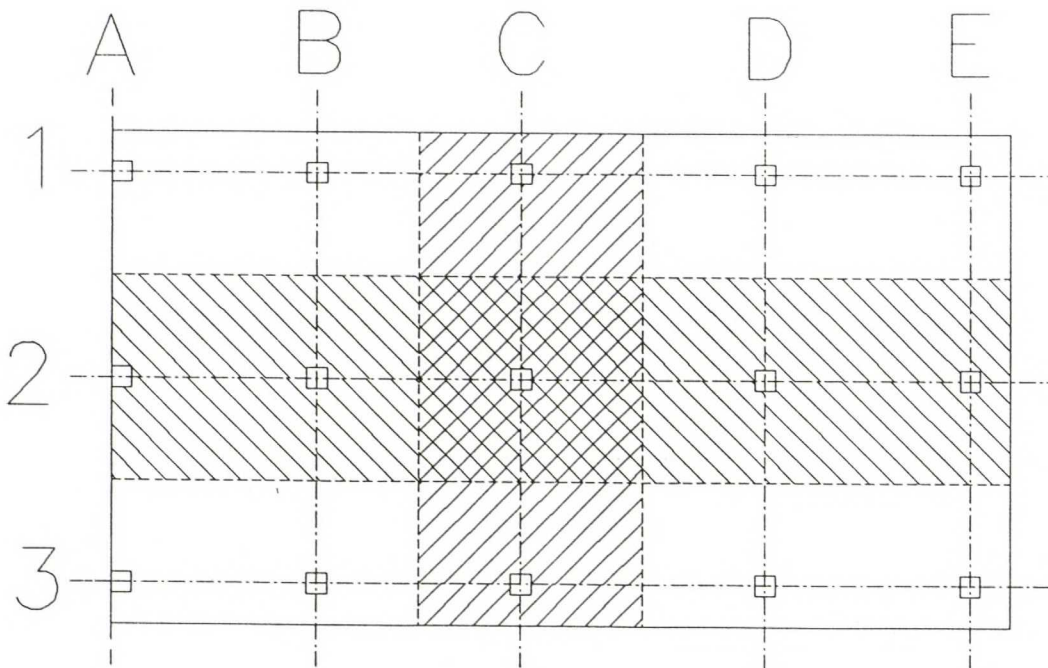
4.2.3 JÄNNETERÄS

Varsinaisista jänneterästen materiaaliominaisuuksista tulee tietää teräslaatu, kimmomoduuli, suurin sallittu jännevoima, 1000 tunnin relaksaatio, pinta-ala ja kaapelin muovikuoren ulkohalkaisija. Materiaaliominaisuuksien lisäksi laskennassa tarvitaan jänneterästen jännittämiseen ja ankkurointiin liittyviä vakioita. Tarvittavat vakiot ovat aaltoisuusluku, kitkakerroin ja ankkurin lukitusliukuma. Aaltoisuusluku kuvaa jännepunoksessa välttämättä esiintyvän aaltoilun vaikutusta jännityshäviöihin. Aaltoilua syntyy punokseen sitä valmistettaessa ja varastoitaessa. Punosta ei siis koskaan voida asentaa täysin suoraksi, vaan se mutkittelee aina hieman. Kitkakerroin kuvaa jännepunoksen ja sen muovisen suojakuoren välisen kitkan vaikutusta jännityshäviöihin. Ankkurin lukitusliukuma ilmoittaa, kuinka paljon jänneteräskaapeli pääsee liukumaan takaisinpäin ankkurointia lukittaessa. Kaikki jänneteräksiin liittyvät materiaali ja muut ominaisuudet käyvät ilmi jännemenetelmän käyttöselosteesta.

4.3 RAKENTEEN GEOMETRIA

4.3.1 YLEISTÄ

Pilari-laatta-rakenne voidaan jakaa karkeasti kahteen osaan: pysty- ja vaakarakenteisiin. Pystyrakenteita ovat seinät ja pilarit, vaakarakenteita laatat ja palkit. Korvauskehämallinnusta käytettäessä rajoitutaan yhteen tukilinjaan liittyvien rakenneosien mallintamiseen kerrallaan. Tämä helpottaa oleellisesti rakenteen ja sen toiminnan hahmottamista. Käytännössä näinä tukilinjoina toimivat pilarien muodostamat linjat, modulilinjat. Korvauskehämalliin mallinnettava mitoituskaista koostuu tarkastelusuuntaa vastaan kohtisuorassa suunnassa rakenteista, jotka sijaitsevat korkeintaan jännevälin puolikkaan päässä tarkasteltavasta tukilinjasta. Tarkastelusuunnassa malli kattaa koko liikuntasaumojen tai rakenteen reunojen rajoittaman alueen. Laskennassa käytettävän rakennemallin muodostamista on havainnollistettu kuvassa 15.



KUVA 15 Tarkasteltavan tason jako mitoituskaistoihin.

4.3.2 PYSTYRAKENTEET

Seinät ja pilarit mallinnetaan korvauskehään kehäelementteinä, joilla on dimensoidensa mukaiset jäyhyysarvot. Laskentamalli on kaksidimensioinen kehämalli, jossa solmupisteen vapausasteina ovat vaaka- ja pystysiirtymä, sekä kiertymä tarkastelutasossa. Laskennassa ei huomioida vääntömomenteja, joten seinät voidaan mallintaa pilareina tulosten siitä muuttumatta. Seinän dimensioita laskentamalliin annettaessa tulee kiinnittää erityistä huomiota seinän toimivaan leveyteen. Liian leveän seinän valinta johtaa vaakarakenteen kenttämomenttien alimitoitukseen, kun todellinen rakenne ei pystykään siirtämään laskelmien mukaista taivutusmomenttia. Sellaisten rakennemallien, joissa pystyrakenteiden taivutusjäykkyys on suuri verrattuna vaakarakenteen taivutusjäykkyyteen, tulee välttää, sillä vaaka- ja pystyrakenteiden liitokset ovat usein ahtaita ja tarpeellisen raudoituksen sijoittaminen liitoksiin saattaa rakennusvaiheessa osoittautua mahdottomaksi. Pyrittäessä taloudelliseen rakenteeseen on pystyrakenteiden taivutusmomenttikapasiteetit kuitenkin hyödynnettävä, joten liitosten suunnitteluun pitää vain kiinnittää riittävästi huomiota.

Pystyrakenteista tarvitaan geometriatietoina korkeus, leveys ja paksuus. Leveydellä tarkoitetaan laskentakaistan suuntaisen sivun mittaa ja paksuudella tätä vastaan kohtisuoran sivun mittaa. Pyöreiden pilarien poikkileikkausmittojen antaminen voidaan toteuttaa esimerkiksi antamalla pilarin leveys negatiivisena, jolloin se tulkitaan pilarin halkaisijaksi.

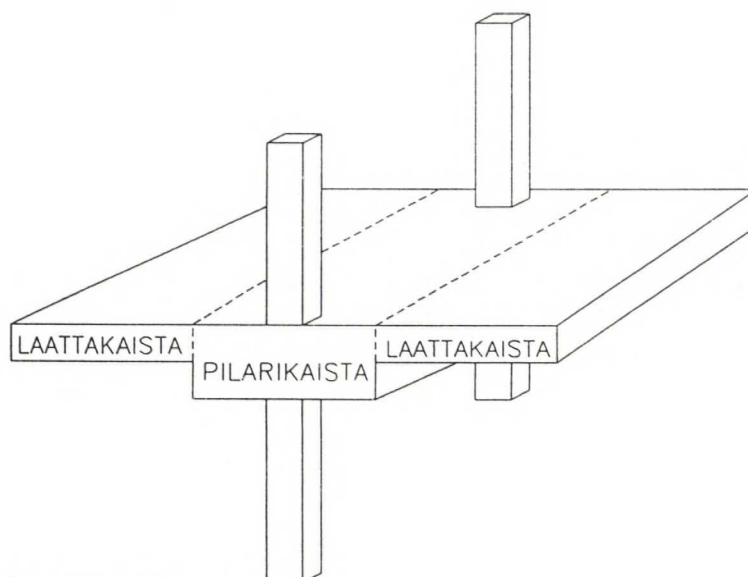
Yleensä laskentakaistan pilarit ovat samanlaisia, joten kaikkien pilarien tietojen antaminen kerralla on usein tarkoituksenmukaista. Ohjelmaan on kuitenkin varattava mahdollisuus joko antaa pystyrakenteet erikseen tai ainakin muuttaa jo annettuja arvoja käyttäjän haluamalla tavalla.

Vaakarakenteen alapuolella on aina oltava pystyrakenteita, mutta yläpuolisten rakenteiden antaminen on oltava valinnaista. Mikäli joidenkin, mutta ei kaikkien, alapuolisten pystyrakenteiden kohdalla ei ole yläpuolisia pystyrakenteita, on käytännössä helpointa mallintaa näihin kohtiin dimensioiltaan niin hento rakenne, että se ei vaikuta laskennan tuloksiin. Näin saadaan koko rakennemalli luotua

yksinkertaisesti, eikä hankaliin erikoistapauksiin tarvitse kiinnittää sen enempää huomiota.

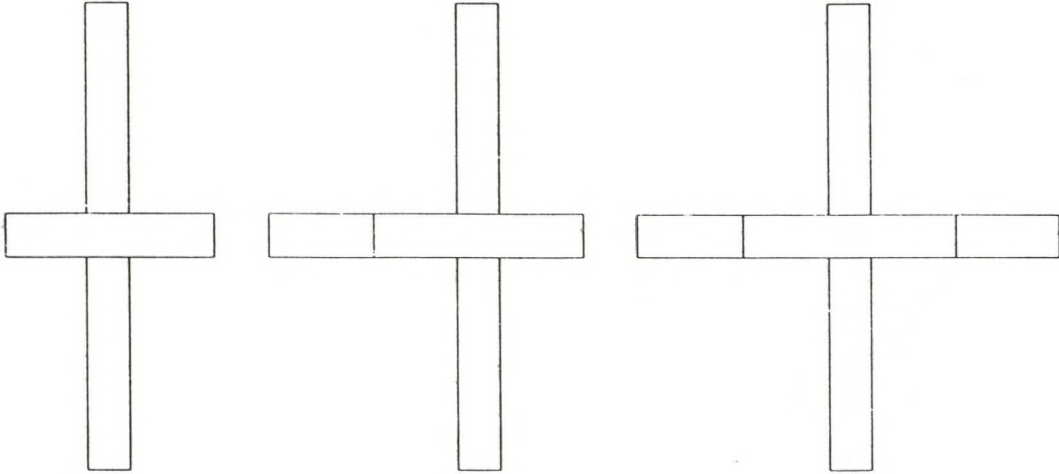
4.3.3 VAAKARAKENTEET

Korvauskehänä mallinnettava vaakarakenne voidaan aina ajatella muodostuvaksi korkeintaan kolmesta osakaistasta: pilarilta toiselle kulkevasta pilarikaistasta ja siihen liittyvistä laattakaistoista (kuva 16). Näiden kappaleiden muodostama kokonaisuus mallinnetaan yhtenä kehäelementtinä, jonka jäykkyysominaisuudet määritetään osien poikkileikkausmittojen mukaisiksi.



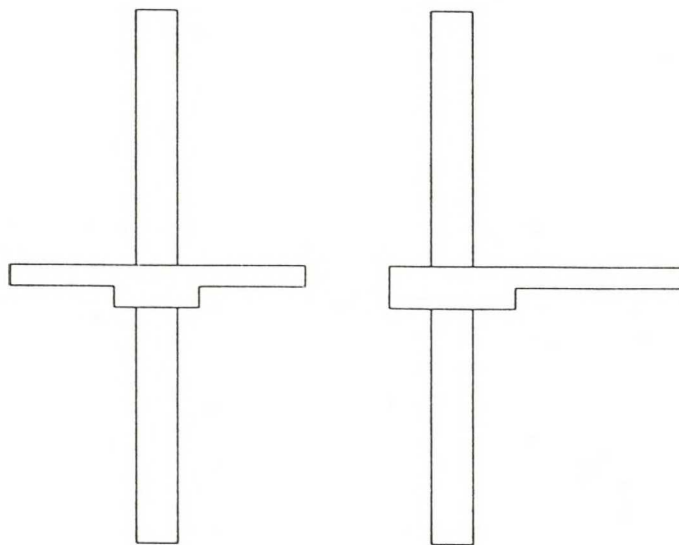
KUVA 16. Vaakarakenteen osat.

Kun tarkasteltavana alueena on yksi tukilinja, eli pilarin molemmilta puolilta puolikkaan jännevälillä levyinen kaista, ei tämän monipuolisempia mallinnusvaihtoehtoja tarvita. Kaikki erilaiset tarkastelutapaukset muodostetaan näiden kolmen osakaistan yhdistelmillä. Yksinkertaisimmillaan vaakarakenteen muodostaa tasapaksu laatta, joka voidaan mallintaa kolmella eri tavalla: koko kaistan levyinen pilarikaista, pilarikaista ja laattakaista tai pilarikaista ja kaksi laattakaistaa (kuva 17). Kaikki osakaistat ovat saman paksuisia ja niiden leveydet voidaan antaa vapaasti, koska rakennemallissa niitä edustaa kuitenkin vain yksi elementti. Osakaistojen yhteenlaskettu leveys on luonnollisesti oltava yhtäsuuri kuin laskenta-kaistan leveys.



KUVA 17. Tasapaksun laskentakaidan jako osakaistoihin.

Mikäli tarkasteltavan vaakarakenteen poikkileikkaus ei ole tasapaksu, annetaan poikkileikkaus palkkikaistana ja sitä reunustavina laattakaistoina, jotka voivat olla palkin molemmilla puolilla tai vain toisella puolella. Mikäli tyydytään tietokoneohjelmaan, joka osaa käsitellä vain sellaisia rakenteita, joissa laatta- ja palkkikaistojen yläpinnat ovat samalla tasolla, määritetään vaakarakenteen geometria antamalla tarkasteltavan kentän jänneväli ja kolmen osakaistan leveydet ja paksuudet.



KUVA 18. Laattapalkin mahdolliset poikkileikkaukset.

Koska rakenteen poikkileikkaus on yleensä samanlainen kaikissa tarkastelukaistan kentissä, on käytännöllistä, jos vain jännevälin pituus annetaan erikseen jokaiselle kentälle ja poikkileikkausmitat oletetaan kaikissa samoiksi. Käyttäjälle on luonnollisesti jätettävä mahdollisuus joko antaa poikkileikkausmitat kentittäin tai ainakin muuttaa niitä toisistaan riippumatta ennen laskennan suorittamista.

4.4 ULKOISET KUORMITUKSET

Rakenteeseen vaikuttavat kuormitukset jaetaan pysyviin, muuttuviin ja väsyttäviin kuormiin sen mukaan, muuttuuko niiden suuruus, sijainti tai vaikutussuunta. Muuttuvat kuormat voivat olla muuttuvia joko vaikutusaikansa tai -paikkansa perusteella. Vaikutusajan perusteella kuormitukset jaetaan pitkä- ja lyhytaikaisiin ja liikkuvuuden perusteella kiinteisiin ja liikkuviin kuormiin. Rakenteiden kuormitusohjeissa [7] on määritetty, kuinka suuri osuus muuttuvasta kuormasta on pitkäaikaista ja kuinka suuri kiinteää. Tässä esityksessä ei käsitellä dynaamisia, väsyttäviä, onnettomuus- tai iskukuormia, vaan ainoastaan staattisia pysyviä ja muuttuvia kuormia.

Pysyvät kuormat ovat 100 % pitkäaikaisia, 100 % kiinteitä kuormia. Pysyviä kuormia ovat esimerkiksi rakenneosien painot. Esimerkkinä muuttuvasta kuormasta voidaan mainita asuinhuoneiden kuormana käytettävä oleskelukuorma I, josta 30 % on pitkäaikaista ja 30 % kiinteää kuormaa.

Rakenteiden kuormitusohjeissa [7] annettu menettely laskentakuorman suuruuden määrittämisestä eri rajatiloissa, edellyttää erisuuruisten varmuuskertoimien käyttöä pysyvien ja muuttuvien kuormien käsittelyssä. Toisaalta kuormituksen pitkäaikaisuuden suuruudella on oleellinen merkitys määritettäessä rakenteen muodonmuutoksia. Kuormitukset on siis annettava lähtötietoina niin, että kuormitusyhdistelyt voidaan helposti suorittaa kaikissa rajatiloissa.

Pysyvistä kuormista, jotka ovat kokonaan pitkäaikaisia ja kiinteitä, ei tarvita muuta tietoa kuin kuorman intensiteetti ja vaikutusalue. Muuttuvista kuormista tarvitaan intensiteetin ja vaikutusalueen lisäksi tiedot siitä, kuinka suuri osuus kuormituksesta on pitkäaikaista ja kuinka suuri osuus kiinteää. Yleensä rakenteet kuitenkin mitoitetaan

siten, että muuttuvan kuorman kiinteäksi osuudeksi oletetaan 0 %, jolloin mitoitukseseen tulee hieman ylimääraistä varmuutta ja laskentamenettely yksinkertaistuu huomattavasti. Näin menetellen kuorman intensiteetin, vaikutusalueen ja pitkäaikaisosuuden antaminen riittää.

Jännepunoksesta aiheutuvien kuormien mallintamista käsitellään kappaleessa 5.

4.5 MUUT PARAMETRIT

4.5.1 YMPÄRISTÖOLOSUHTEET

Rakenteita suunnitellaan erilaisiin ympäristöihin, ja koska ympäristö vaikuttaa rakenteeseen, tulee ympäristöolosuhteet ottaa huomioon mitoituksessa. Tärkein rakenteeseen vaikuttava ympäristötekijä on kosteus, joka vaikuttaa rakenteen muodonmuutosominaisuuksiin. Rakenteen viruminen ja kutistuminen kuvataan kosteudesta riippuvien parametrien avulla [8]. Näitä perusarvoja muuttamalla suunnittelija voi vaikuttaa lopullisen kutistuman ja viruman suuruuteen laskentamallissa.

4.5.2 SUURIMMAT SALLITUT HALKEAMIEN OMINAISLEVEYDET

Betonipoikkileikkaukseen mahdollisesti syntyvien halkeamien kokoa voidaan rajoittaa poikkileikkauksen vetoteräsmäärää lisäämällä. Tätä varten on tarpeellista antaa suurin sallittu halkeamaleveys, jonka ylittyessä lisätään vetoterästen määrä niin suureksi, että annettua halkeamaleveyden ylärajaa ei ylitetä. Vetoteräspintaalojen laskentatuloksista on selvästi käytävä ilmi, mikä osuus vaaditusta teräspinta-alasta johtuu halkeilun rajoittamisesta ja mikä murtorajatilan vetoteräsvaatimukselta. Mikäli näin ei menetellä katoaa suunnittelijalta tuntuma rakenteen dimensioiden mielekkyyteen.

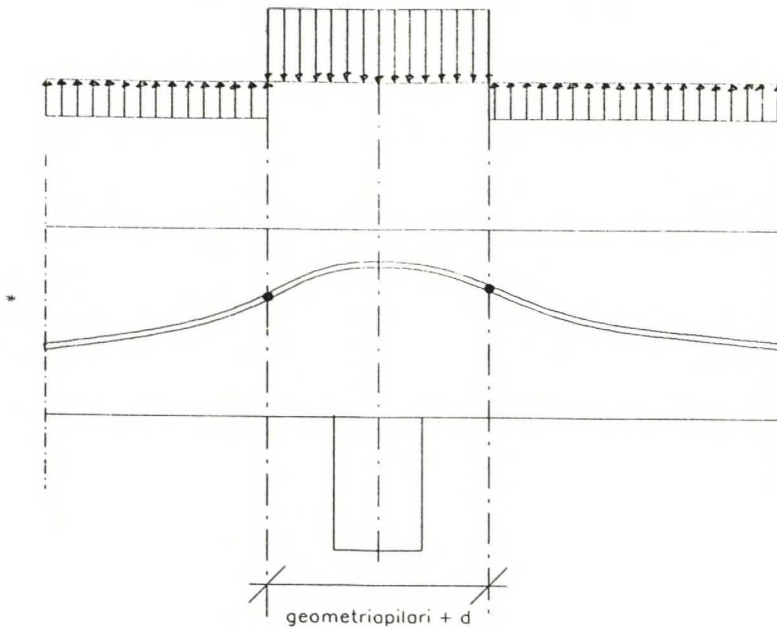
4.5.3 PIENIMMÄT SALLITUT BETONIPEITTEIDEN PAKSUUDET

Rakenteiden säilyvyysohjeet [1] ja rakenteiden palonkestovaatimukset [8] määrittävät pienimmän sallitun betonipeitteen paksuuden suojattavan rakenneosan päällä, rakenteen eri pinnoilla. Suojattavia rakenneosia ovat lähinnä betoniteräksiset, jännepunokset ja ankkurit. Rakenteen mitoituksessa käytettävät betonipeitteiden paksuudet riippuvat lisäksi käytännön seikoista, kuten vetoterästen sijoittamisesta eri kerroksiin eri suunnissa. Rakenteen yläpinnassa riittää yksi betonipeitteen pienin sallittu arvo, mutta rakenteen alapinnassa joudutaan arvot antamaan erikseen jännepunoksille ja betoniteräksille, johtuen jänne- ja betoniteräksien erilaisista lämmönkesto-ominaisuuksista.

4.5.4 PUNOSGEOMETRIAN MÄÄRITYKSESSÄ KÄYTETTÄVÄ PILARIKOKO

Koska jännepunoksen geometria kussakin kentässä muodostuu kolmesta paraabelista on jokaisessa kentässä kaksi käännepistettä, joissa punoksen kaarevuus vaihtaa merkkiään. Näissä pisteissä punoksen geometria siis muuttuu ylöspäin aukeavasta paraabelista alaspäin aukeavaksi tai päinvastoin. Jännepunoksen käännepisteiden paikat on helpointa määrittää siten, että otetaan käyttöön apusuure, jota voidaan nimittää vaikka punosgeometriapilariksi.

Punosgeometriapilarilla tarkoitetaan lukua, jolla annetaan käännepisteiden laskennassa käytettävän pilarin koko. Käytettäessä todellisen pilarin dimensioista riippumattomasti käännepisteiden määrittämisestä löydetään helposti alue, millä alaspäin suuntautuva kuormitus sijaitsee (kuva 19). Tällaisesta jännepunoksen käännepisteiden määrittelytavasta on hyötyä myös pyrittäessä yhtenäistämään koko rakenteessa käytettäviä punosgeometrioita. Käännepisteiden paikat saadaan näin määritettyä samoiksi, riippumatta rakenteesta kyseisellä kohdalla olevan pilarin todellisista dimensioista. Käännepisteet pyritään yleensä sijoittamaan korkeintaan vaakarakenteen tehollisen korkeuden puolikkaan päähän todellisen pilarin kyljistä. Tällöin jännevoimasta aiheutuvasta, lävistysvoimaa pienentävästä komponentista, saadaan suurin hyöty rakenteen läpileikkautumista mitoittaessa.



KUVA 19. Jännepunoksen käännepestien vaikutus jännepunoksesta aiheutuvan kuorman vaikutusalueeseen.

4.5.5 PILARIEN JÄYKKYYKSIEN REDUSOINTI

Rakenteen laskennassa käytettäviä pilarien jäykkyyksiä on voitava muuttaa ilman, että laskentamallin pilarien geometriaa tai pilareissa käytettävän betonin kimmoduulia muutetaan. Näin mahdollistetaan joustava tukimomenttien hallinta, jota käyttämällä voidaan korjata mitoitusmenetelmästä aiheutuvat vääristymät taivutusmomenttien jakaumassa, sekä tarvittaessa muokata taivutusmomenttijakaumaa paremmin toteutettavaksi sopivaan muotoon. Esimerkiksi tilanteessa, jossa reunimmaisen kentän taivutusmomentti on niin pieni, että rakenteeseen joudutaan lisäämään teräksiä minimiraudoitusehdon täyttämiseksi, voidaan pilarien taivutusjäykkyyttä pienentämällä pilarin kohdalle syntyvää tukimomenttia pienentää ja samalla kasvattaa kenttämomenttia. Tällöin rakenteen raudoittamiseen käytetyn teräksen kokonaismäärä pienenee. Taivutusmomenttipinnan muokkauksessa on otettava huomioon betoninormien [8] asettamat rajoitukset. Rakenteen taivutusmomenttipintaa voidaan helposti korjata antamalla eri pilarien taivutusjäykkyyksien laskenta-arvoille nollan ja yhden välillä olevia kertoimia.

4.5.6 BETONIN LUJUUS JÄNNITTÄMISHETKELLÄ

Laukaisurajatilatarkastelua varten tulee tietää betonin lujuus punosten jännittämishetkellä. Lujuus ilmoitetaan usein prosentteina suunnittelulujuudesta. Pienin sallittu jännittämislujuus on ilmoitettu jännemenetelmän käyttöselosteessa. Yleisesti käytetty arvo on 80 % suunnittelulujuudesta.

5 KORVAUSKUORMAN MÄÄRITTÄMINEN

5.1 YLEISTÄ

Ulkoisten kuormitusten lisäksi rakenteeseen kohdistuu jännepunoksista aiheutuvia niin sanottuja korvauskuormia. Nämä korvauskuormat vaikuttavat vaakarakenteen tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa, pyrkien taivuttamaan rakennetta ylöspäin. Korvauskuormien lisäksi jännepunokset aiheuttavat rakenteeseen puristusjännityksiä, koska jännevoima siirtyy jännepunoksen ankkureiden kautta vaakarakenteelle. Korvauskuorman suuruutta säädellään tasapainotuskertoimella K , joka ilmoittaa rakenteeseen kohdistuvan, rakenteen omalle painolle vastakkaissuuntaisen, kuormituksen suuruuden suhteessa rakenteen omaan painoon.

5.2 TASAPAINOTUSKERTOIMEN VALINTA

Sopiva tasapainotuskerroin löytyy rakenteelle usein vasta monen iteraatiokierroksen jälkeen, sillä kertoimen sopivuuteen vaikuttavat niin monet asiat, ettei niiden kaikkien huomioonottaminen etukäteen ole mahdollista. Taipuman ja halkeamaleveyden rajoittaminen, betoniteräsmäärän minimointi, laatan läpileikkautuminen, laatassa vaikuttavan puristusjännityksen optimointi, jännepunosmäärän tai betonimenekin minimointi ja monet muut teknistaloudelliset seikat vaikuttavat lopullisen tasapainotuskertoimen valintaan. Usein hyvän alkuotaksuman saa valitsemalla tasapainotuskertoimen siten, että rakenteen omapaino ja pysyvät kuormat kumoutuvat jännepunosten aiheuttamilla vastakkaissuuntaisilla kuormituksilla.

5.3 JÄNNEPUNOSTEN LUKUMÄÄRÄ

Mikäli rakenne halutaan mitoittaa jännitettyjä rakenteita koskevien ohjeiden mukaisesti, tulee mitoittettavan kohdan betonin puristusjännityksen olla vähintään 1 MPa. Tästä ehdosta saadaan jännepunoksien vähimmäismäärä, eli se punoksien lukumäärä, mikä aiheuttaa poikkileikkaukseen riittävän suuren puristusjännityksen. Mikäli tämä punosmäärä ei mahdollisimman epäkeskeisestikään asennettuna aiheuta riittävän suurta korvauskuormaa, lisätään punoksia, kunnes punoksista aiheutuva korvauskuorma on halutun suuruinen.

Mikäli jännitetyssä rakenteessa tarvittavalla jännepunosten vähimmäismäärällä jo ylitetään haluttu tasapainotuskerroin pienennetään jännepunosten nuolikorkeutta, kunnes haluttu suhde vallitsee rakenteen omanpainon ja korvauskuorman suuruuden välillä.

Jos rakenteeseen ei haluta sijoittaa edes betonijännityksen vaatimaa vähimmäismäärää jännepunoksia, voidaan jännepunoksien aiheuttamat kuormat huomioida mitoitusvoimasuureita laskettaessa. Tällöin rakenne on mitoittettava jännittämätöntä teräsbetonirakennetta koskevien ohjeiden mukaisesti.

5.4 JÄNNEPUNOKSEN GEOMETRIAN MÄÄRITTÄMINEN

Punoksen geometria yhdessä kentässä koostuu kolmesta eri paraabelista, jolloin jännevoimasta aiheutuva korvauskuorma vastaa kunkin paraabelin alueella tasaista kuormaa. Paraabelien yhtälöt voidaan ratkaista epälineaarisesta yhtälöryhmästä, jossa tuntemattomina ovat käännepisteiden korkeusasemat y_2 ja y_4 , sekä keskimmäisen paraabelin huippupisteen molemmat koordinaatit x_3 ja y_3 . Kolmen paraabelin yhtälöt ovat

$$y = a_1 x^2 + b_1 x + c_1 \quad (0 \leq x \leq x_2) \quad (8)$$

$$y = a_2 x^2 + b_2 x + c_2 \quad (x_2 \leq x \leq x_4) \quad (9)$$

$$y = a_3 x^2 + b_3 x + c_3 \quad (x_4 \leq x \leq L) \quad (10)$$

Pisteessä 1 (kuva 20) tunnetaan y-koordinaatti, jolloin yhtälöstä (8) saadaan kohdassa $x = 0$ ehto

$$c_1 = y_1 \quad (11)$$

Toisaalta tiedetään, että käyrän derivaatta tulee pisteessä 1 olla nolla, jotta punos olisi vaakasuorassa. Sijoittamalla yhtälön (8) derivaattaan $x = 0$ saadaan

$$b_1 = 0 \quad (12)$$

Pisteessä 2 saadaan y-koordinaatille

$$y_2 = a_1 x_2^2 + y_1 \quad (13)$$

Pisteessä 2 tulee yhtälöiden (8) ja (9) arvojen olla yhtäsuuret, jotta paraabelien muodostama käyrä olisi jatkuva. Toisaalta myös yhtälöiden derivaattojen on oltava jatkuvia, jotta paraabelien tangentit yhtyisivät kun $x = x_2$.

$$a_1 x_2^2 + y_1 = a_2 x_2^2 + b_2 x_2 + c_2 \quad (14)$$

$$2 a_1 x_2 = 2 a_2 x_2 + b_2 \quad (15)$$

Keskimmäisen paraabelin huippupisteen x-koordinaatti saadaan vaatimalla, että käyrän derivaatta on kyseisessä pisteessä nolla. Tällöin

eli
$$2 a_2 x_3 + b_2 = 0$$

$$x_3 = \frac{-b_2}{2 a_2} \quad (16)$$

Pisteen kolme y-koordinaatin, vaaditun nuolikorkeuden e ja pisteiden 2 ja 4 y-koordinaattien välillä vallitsee yhteys

$$e = y_2 - y_3 + (y_4 - y_2) \frac{x_3 - x_2}{x_4 - x_2} \quad (17)$$

Toisaalta y-koordinaatille pisteessä 3 saadaan

$$y_3 = a_2 x_3^2 + b_2 x_3 + c_2 \quad (18)$$

Jatkuvuusehto pisteessä 4 voidaan esittää muodossa

$$a_2 x_4^2 + b_2 x_4 + c_2 = a_3 x_4^2 + b_3 x_4 + c_3 \quad (19)$$

ja paraabelien tangenttien samansuuntaisuusehto muodossa

$$2 a_2 x_4 + b_2 = 2 a_3 x_4 + b_3 \quad (20)$$

Pisteen 4 y-koordinaatille pätee myös

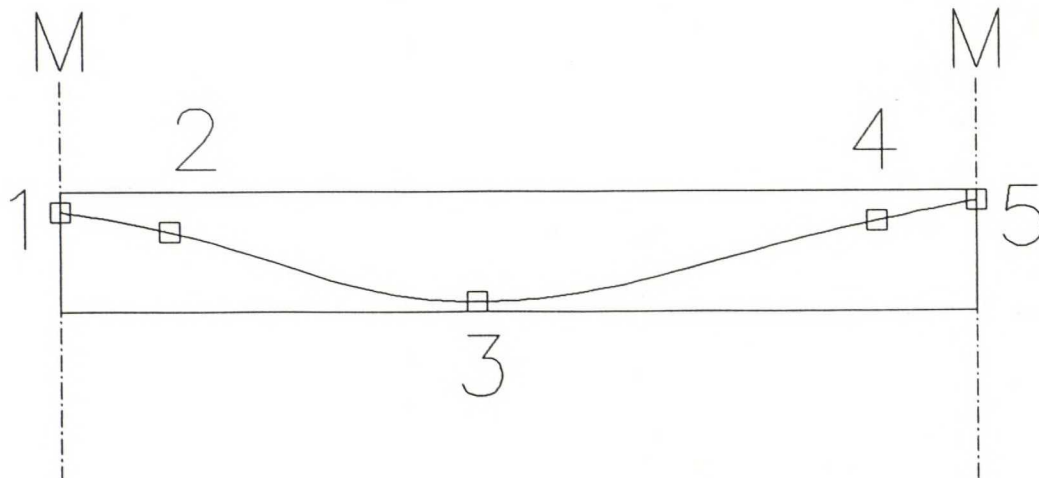
$$y_4 = a_3 x_4^2 + b_3 x_4 + c_3 \quad (21)$$

y-koordinaatti pisteessä 5 ($x = L$) saadaan kaavasta

$$y_5 = a_3 L^2 + b_3 L + c_3 \quad (22)$$

Koska kolmannen paraabelin tulee olla vaakasuora, kun $x = L$, saadaan kolmannen paraabelin derivaatalle pisteessä $x=L$

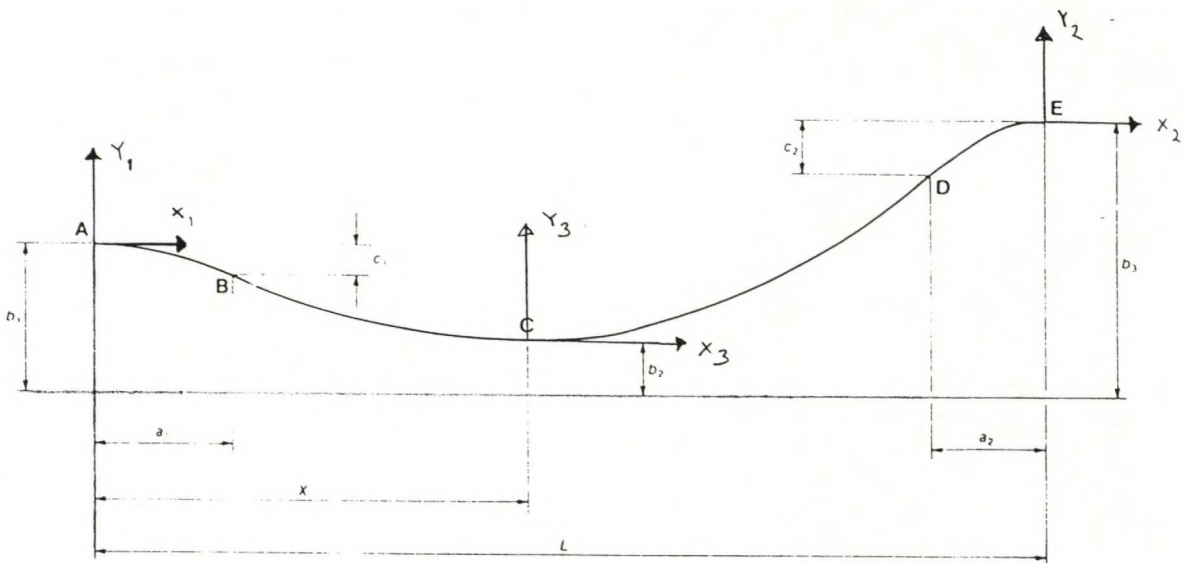
$$2 a_3 L + b_3 = 0 \quad (23)$$



KUVA 20 Jännepunoksen aseman määräävät viisi pistettä.

Myös osa paraabelien $y = ax^2 + bx + c$ kertoimista a , b ja c on tuntemattomia. Näiden 11 tuntemattoman ratkaisemiseksi tarvitaan siis edellä esitetyt yhtälöt (13) - (23). Koska yhtälöryhmä ei ole lineaarinen on sen ratkaiseminen hieman hankalaa. Ratkaisua voidaan helpottaa tarkastelemalla jokaista paraabelia omassa koordinaatistossaan, jolloin päädytään seuraavaan ratkaisutapaan.

Valitsemalla kukin koordinaatisto siten, että tarkasteltavan paraabelin huippupiste on origossa, voidaan ensimmäisen asteen termi ja vakiotermi jättää pois paraabelien yhtälöistä. Tehtävän ratkaisu kulminoituu pisteen 3 x-koordinaatin arvon selvittämiseen, jonka jälkeen muut tuntemattomat voidaan ratkaista. Kaavojen johdossa käytetyt merkinnät on esitetty kuvassa 21.



KUVA 21. Jännepunoksen geometrian laskennassa käytetyt koordinaatistot.

1. Merkitään alaspäin aukeavia paraabeleja vasemmalta oikealle alaindekseillä 1 ja 2, jolloin niiden yhtälöiksi saadaan

$$c_i = k_i x_i^2, \quad i = 1, 2 \quad (24)$$

Näin annetut paraabelit ovat molemmat omassa koordinaatistossaan, jonka origo on kyseisen paraabelin lakipisteessä, y-akseli osoittaa ylös ja x-akseli oikealle.

2. Keskimmäisen paraabelin yhtälö omassa koordinaatistossaan on

$$c = k x_3^2 \quad (25)$$

3. Määritellään apusuureet

$$B_1 = b_1 - b_2 \quad (26)$$

$$B_2 = b_3 - b_2 \quad (27)$$

$$D_1 = B_1 - c_1 \quad (28)$$

$$D_2 = B_2 - c_2 \quad (29)$$

$$E_1 = X - a_1 \quad (30)$$

ja

$$E_2 = L - X - a_2 \quad (31)$$

jolloin voidaan kirjoittaa yhtälön (25) perusteella paraabelien leikkauspisteille keskimmäisen paraabelin koordinaatistossa

$$D_1 = k E_1^2 \quad (32)$$

ja

$$D_2 = k E_2^2 \quad (33)$$

4. Paraabelien derivaatoille saadaan vasemman puoleisessa leikkauspisteessä yhtälöistä (24) ja (25)

$$\phi_1 = C_1' = 2 k_1 a_1 \quad (34)$$

ja

$$\phi_1 = -D_1' = -2 k E_1 \quad (35)$$

jotka yhtä suuriksi asettamalla saadaan kertoimelle k_1 arvo

$$k_1 = -\frac{k E_1}{a_1} \quad (36)$$

Vastaavasti oikeanpuoleisessa leikkauspisteessä saadaan derivaatoille lausekkeet

$$\phi_2 = -C_2' = -2 k_2 a_2 \quad (37)$$

ja

$$\phi_2 = D_2' = 2 k E_2 \quad (38)$$

joista saadaan kertoimelle k_2 arvo

$$k_2 = -\frac{k E_2}{a_2} \quad (39)$$

4. Sijoittamalla yhtälöihin (24) (pisteissä $x_1 = a_1$ ja $x_2 = a_2$) yhtälöt (36) ja (39) saadaan

$$c_1 = -k E_1 a_1 \quad (40)$$

ja

$$c_2 = -k E_2 a_2 \quad (41)$$

5. Merkitsemällä yhtälöt (28) ja (32) yhtä suuriksi ja huomioimalla yhtälö (40) saadaan

$$k = \frac{B_1}{E_1^2 - E_1 a_1} \quad (42)$$

ja vastaavasti yhtälöistä (29), (33) ja (41) saadaan

$$k = \frac{B_2}{E_2^2 - E_2 a_2} \quad (43)$$

6. Lopulta merkitsemällä yhtälöt (42) ja (43) yhtä suuriksi ja ottamalla huomioon yhtälöt (30) ja (31) saadaan

$$\begin{aligned} (B_2 - B_1) X^2 + (2 L B_1 - 3 a_2 B_1 - 3 a_1 B_2) X + \\ 2 B_2 a_1^2 - 2 B_1 a_2^2 + 3 a_2 B_1 L - B_1 L^2 = 0 \end{aligned} \quad (44)$$

josta X ratkaistaan. Tämän jälkeen kaavoja (42), (36) ja (39) käyttämällä saadaan paraabelien yhtälöt ja niistä tuntemattomat koordinaatit. Yhtälöiden johto perustuu lähteessä [5] esitettyyn menettelyyn.

Symmetrisessä tapauksessa X on luonnollisesti L/2 ja käännepisteiden koordinaatit voidaan laskea suoraan käyttämällä kaavoja (42), (36) ja (39).

5.5 JÄNNITYSHÄVIÖT

5.5.1 YLEISTÄ

Jänneteräkseen vaikuttaa erilaisia jännevoimaa pienentäviä tekijöitä, jotka tulee ottaa huomioon jännebetonirakenteita suunniteltaessa. Jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä. Häviöt ovat pienimmillään jännitystyön aikana, ennen voiman siirtymistä jännitystunkilta ankkurille. Laskelmia tehtäessä arvioidaan aluksi kokonaishäviöt aikaisempien kokemusten perusteella ja laskelmien edetessä tarkistetaan arvioiden oikeellisuus. Menettely johtaa iteraatioon, jossa iterointikierrosten lukumäärä määräytyy suoraan alkuarvion tarkkuudesta. Jännityshäviöt voidaan laskea kaavasta

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} e^{-\mu (\Sigma \alpha + \beta x)} - \Delta \sigma_{pe} - \Delta \sigma_{p,c+s} - \Delta \sigma_{p,rel} \quad (45)$$

- missä σ_{po} on jännityksen arvo kohdassa $x = 0$
 μ on kitkakerroin janteen ja suojaputken välillä
 $\Sigma \alpha$ on janteen taivutuksien kulmasumma välillä $[0, x]$
 β on jännemenetelmän mukainen aaltoisuusluku
 $\Delta \sigma_{pe}$ on jännityshäviö betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta
 $\Delta \sigma_{p,c+s}$ on jännityshäviö betonin virumasta ja kutistumasta
 $\Delta \sigma_{p,rel}$ on jännityshäviö jänneteräksen relaksaatiosta

5.5.2 KITKAHÄVIÖT

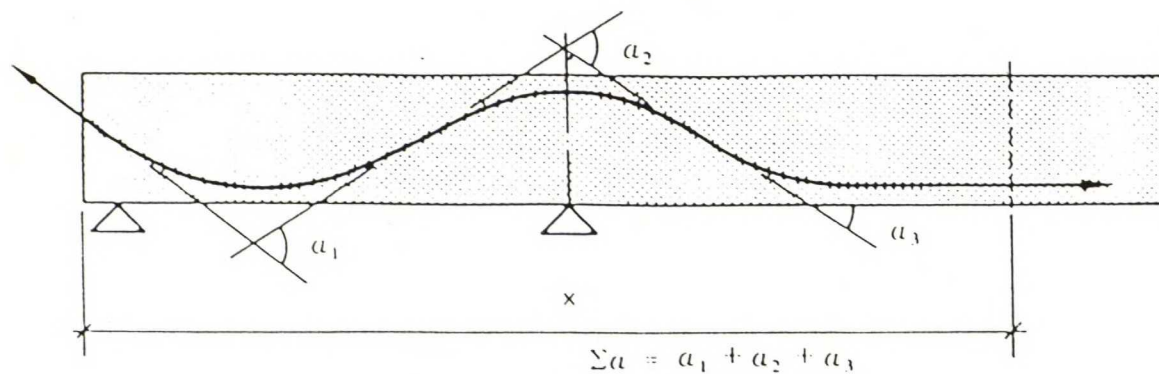
Kitkahäviöt syntyvät jännepunosta jännitettäessä jännepunoksen ja sitä suojaavan muovikuoren välisestä kitkasta, sekä jännepunoksessa aina esiintyvistä aaltoilusta [8]. Janteen kaarevuudesta aiheutuvan kitkan ja jännepunoksen aaltoilun vaikutus jännitykseen voidaan laskea kaavasta

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} e^{-\mu (\Sigma \alpha + \beta x)} \quad (46)$$

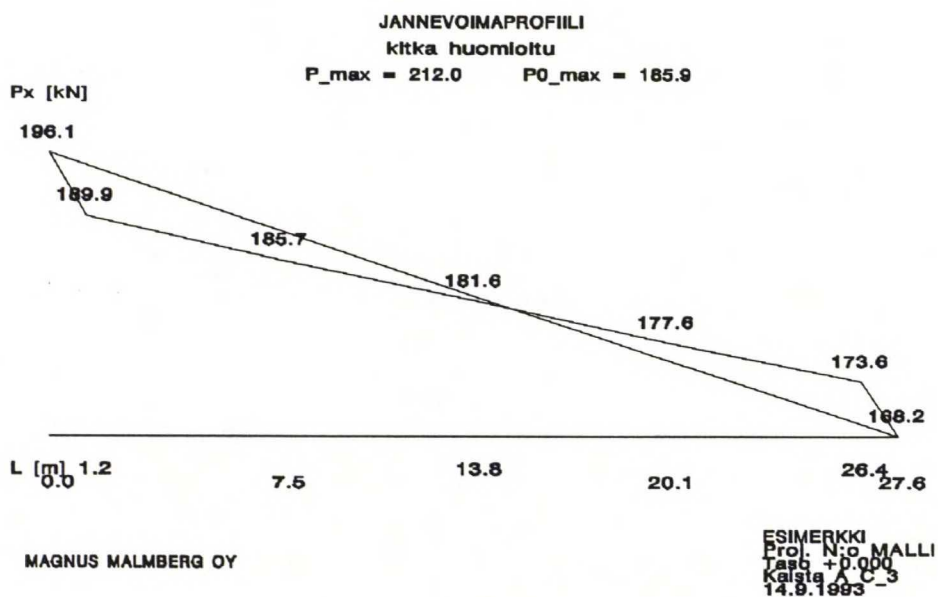
Tartunnattomissa janteissa tyypillisiä arvoja kitkakertoimelle ja aaltoisuusluvulle ovat esimerkiksi $\mu = 0,05$ ja $\beta = 0,02/m$.

Kulmasumman $\Sigma \alpha$ laskenta tapahtuu yksinkertaisesti laskemalla jännepunoksessa nollapisteen ja tarkastelupisteen välillä olevat kulmat yhteen. Määrittystä on selvennetty kuvassa 22.

Kitkan ja aaltoilun vaikutuksesta ankkurijanteen jännitykseen on esimerkki kuvassa 23. Kuvan alareunasta on luettavissa etäisyys jännittämiskohdasta (kuvan vasemmassa reunassa) ja jännevoiman muutosta kuvaavan murtoviivan viereen on tulostettu jännevoiman arvoja eri pisteissä. Jännevoiman suurimmasta arvosta pienimpään arvoon kulkeva suora viiva kuvaa jännevoimaa, kun kitkahäviön ajatellaan jakautuvan tasaisesti koko punoksen matkalle.



KUVA 22. Kulmasumman laskeminen.



KUVA 23. Jännevoima punosta jännitettäessä.

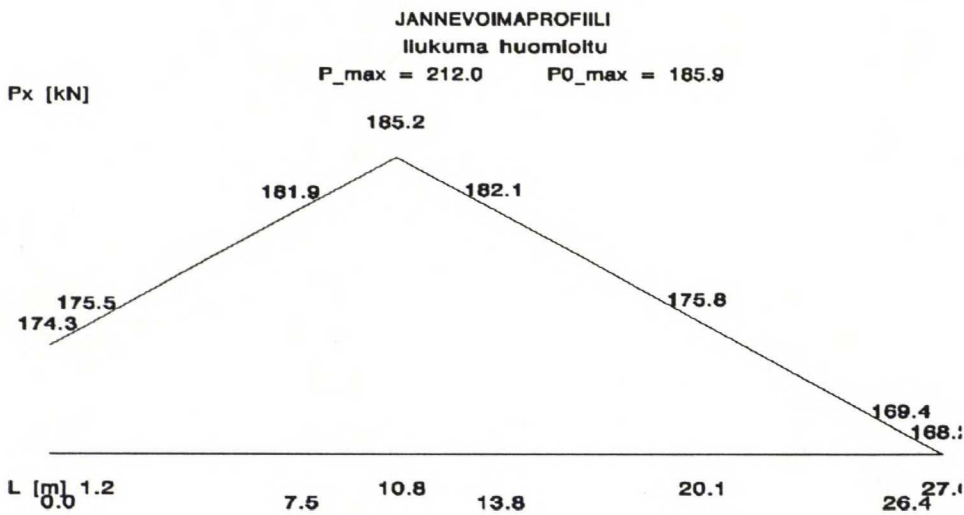
5.5.3 ANKKURIKAPPALEEN SIIRTYMÄSTÄ JOHTUVAT HÄVIÖT

Kun jännevoima siirretään jännitystunkilta ankkurille, kaapeli luistaa välttämättä lyhyen matkan ennen kiilojen lukkiutumista. Tämän siirtymän suuruus riippuu ankkurin tyypistä ja näin ollen se tulee aina tarkistaa ankkurin käyttöselosteesta.

Ankkurikiilojen liukumasta johtuvaa häviötä laskettaessa tulee ottaa huomioon, että kitka vaikuttaa myös punoksen liukuessa kohti passiiviankkuria. Tästä johtuen ankkurikiilojen liukuma vaikuttaa jännevoimaan vain tietyllä matkalla. Liukuman vaikutus jännevoimaan on sitä pienempi, mitä kauempana aktiiviankkurista ollaan.

Häviön vaikutusetäisyyttä x^* määritettäessä käytetään hyväksi tietoa, että keskimääräinen jännityshäviö pituusyksikköä kohden välillä $(0, x^*)$ laukaisun jälkeen on sama, kuin koko punoksessa ennen laukaisua. Keskimääräinen jännityshäviö pituusyksikköä kohden välillä $(0, x^*)$ saadaan kaavasta (47). Tällöin jännevoima-profiilista tulee kuvan (24) tyyppinen.

$$m = \frac{\sigma_{po} - \sigma_p(x)}{x} \quad (47)$$



KUVA 24. Jännevoima ankkuroinnin jälkeen.

Soveltamalla tunnettua yhteyttä $\Delta = PL/AE$ saadaan ankkuriliukuman ja matkan x^* välinen yhteys ratkaistua, sijoittamalla P :n paikalle ankkuriliukuman vaikutusmatkalla vähenevän jännevoiman keskiarvo $m x^*$ ja L :n paikalle vaikutusmatka x^* .

$$\Delta = \frac{m (x^*)^2}{A_p E_p} \quad (48)$$

E_p on jänneteräksen kimmomoduuli ja A_p pinta-ala.

Ratkaisemalla x^* yhtälöstä (48) saadaan matkaksi, jolla ankkuriliukumasta johtuvat häviöt tapahtuvat

$$x^* = \sqrt{\frac{\Delta A_p E_p}{m}} \quad (49)$$

Häviön suuruus lasketaan kaavasta (46).

5.5.4 HÄVIÖT BETONIN KIMMOISESTA KOKOONPURISTUMISESTA

Punoksen jännittäminen aiheuttaa betonin puristuman jo jännitettyjen punosten kohdalla, josta seuraa jännityshäviötä. Jos N kappaletta punoksia jännitetään peräkkäin, on j :nnen jänteen jännityshäviö

$$\Delta \sigma_{pej} = \frac{E_p}{E_{cj}} \sum_{k=j+1}^N \frac{\sigma_{pok} A_{pk}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_j e_k}{I_c} \right), j=1, \dots, n-1 \quad (50)$$

jossa A_c ja I_c ovat betonin nettopoikkipinnan ala ja jäyhyysmomentti ja e_j jänteen j etäisyys A_c :n painopisteestä. E_{cj} on betonin kimmokerroin jännittämishetkellä. Viimeisen jänteen jännityshäviö on nolla.

Koska viimeiseksi jännitetyn punoksen häviö betonin kokoonpuristumisesta on nolla ja ensimmäiseksi jännitetyn punoksen häviö saadaan kaavasta (50) ja muiden punosten häviöt ovat tasaisesti näiden ääriarvojen väliltä, niin jännityshäviön keskimääräinen arvo saadaan ääriarvojen keskiarvona, joka voidaan laskea kaavasta

$$\Delta \sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (51)$$

missä N on janteiden lukumäärä. Kaavassa on oletettu, että ankkureiden ja betonipoikkileikkauksen painopisteakselit yhtyvät eli, että $e_j = 0$.

5.5.5 BETONIN VIRUMASTA JA KUTISTUMASTA AIHEUTUVAT HÄVIÖT

Lähteen [8] mukaan betonin virumasta ja kutistumasta aiheutuvat häviöt jännevoimassa, voidaan laskea kaavasta

$$\Delta \sigma_{p,c+s} = E_p (\epsilon_{cc} + \epsilon_{cs}) \quad (52)$$

jossa ϵ_{cc} on loppuviruma ja

ϵ_{cs} on loppukutistuma. Loppukutistuma lasketaan [8] kaavasta

$$\epsilon_{cs} = k_{sh} \epsilon_{cso} \quad (53)$$

missä ϵ_{cso} on betonin loppukutistuman perusarvo ja sen arvot eri ympäristöolosuhteissa on esitetty taulukossa 2.

TAULUKKO 2. Loppukutistuman perusarvo ϵ_{cso} .

Ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϵ_{cso}
Vesi	100	0
Hyvin kostea ilma	90	0,15
Ulkoilma	70	0,25
Kuiva ilma	40	0,45

Kerroin k_{sh} riippuu rakenteen muunnetusta paksuudesta h_e ja se määritetään taulukosta 3.

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus saadaan jakamalla kappaleen poikkileikkauspinta-ala piirin puolikkaalla [8]. Jännityshäviö määritetään laskemalla laatan kutistumasta johtuva suhteellinen pituuden muutos kaavasta (53) ja tämän avulla jänteen pituuden muutos.

TAULUKKO 3. Kerroin k_{sh} .

h_c [mm]	k_{sh}
≤ 50	1,20
100	1,00
200	0,80
300	0,65
≥ 500	0,50

Kutistumasta johtuvalla jännityshäviöllä ($\Delta\sigma_{ps}$) ja jänteen pituuden muutoksella (ΔL_p) on yhteys

$$\Delta\sigma_{ps} = \frac{\Delta L_p E_p}{L_p} = \varepsilon_{cs} E_p \quad (54)$$

Aikavälillä $t_1 \dots t_n$ tapahtuva kutistuma lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{cs, \delta t} = (k_{sn} - k_{si}) \varepsilon_{cs} \quad (55)$$

Kertoimet k_s valitaan taulukosta 4.

Virumisen vaikutus huomioidaan laskemalla loppuvirumasta aiheutuva jännityshäviö. Seuraavat laskukaavat pätevät vain, kun betonin käyttötilan jännitys pitkäaikaiskuormista ei ylitä arvoa $0,6 f_{ck}$ [8]. Loppuviruma saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{cc} = \Phi \varepsilon_c \quad (56)$$

missä ε_c on pitkäaikaiskuormituksesta aiheutuva betonin hetkellinen muodonmuutos σ_c/E_c .

Kerroin Φ on virumaluku. Ellei tarkempia menetelmiä käytetä voidaan virumaluku määrittää [8] kaavasta

TAULUKKO 4. Kertoimet k_s ja k_c .

Aika	k_s	k_c
1 d	0,10	0,2
3 d	0,15	0,25
28 d	0,4	
0,5 a	0,7	
1 a	0,85	
≥ 5 a	1,0	

$$\Phi = k_t k_{ch} \Phi_o \quad (57)$$

missä Φ_o on se virumaluvun perusarvo, jolle rakenteen eri ympäristöolosuh-

teissa otaksutaan taulukossa 5 esitetyt arvot

k_{ch} on rakenteen muunnetusta paksuudesta h_e riippuva kerroin, joka määritetään taulukosta 6 ja

$$k_t = 2,5 - 1,5 \frac{K_j}{K} \geq 1,0, \text{ missä } K \text{ on betonin nimellislujuus ja } K_j$$

betonin puristuslujuus kuormituksen alkamis- tai muuttumisajankohtana.

Aikavälillä $t_i \dots t_n$ tapahtuva viruma lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{cc, \delta t} = (k_{cn} - k_{ci}) \varepsilon_{cc} \quad (58)$$

Kertoimet k_c valitaan taulukosta 4.

TAULUKKO 5. Virumaluvun perusarvo ϕ_o .

Ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϕ_o
Vesi	100	1
Hyvin kostea ilma	90	1,5
Ulkoilma	70	2
Kuiva ilma	40	3

TAULUKKO 6. Kerroin k_{ch} .

$h_c[\text{mm}]$	k_{ch}
≤ 50	1,20
100	1,00
300	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

5.5.6 TERÄKSEN RELAKSAATIOSTA JOHTUVAT HÄVIÖT

SFS-standardin mukaisille punostyypeille relaksaatio on 2,5% eli $\Delta\sigma_{p,rel,1000\text{ h}} = 0,025 \cdot 0,7 \cdot f_{puk}$ [8]. Tästä aiheutuva pitkäaikainen häviö lasketaan kokeellisesta kaavasta

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{p,rel\infty} \left(1 - \frac{2 \Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{po}}\right) \quad (59)$$

missä $\Delta\sigma_{p,rel\infty}$ on jänneteräksen relaksaatio, kun alkujännitys on σ_{po} . Relaksaation suuruudeksi voidaan valita 1000 tunnin relaksaatiokokeen mukainen arvo kolminkertaisena, kun alkujännitys on σ_{po} .

$\Delta\sigma_{p,s+c}$ on betonin kutistumisesta ja virumasta aiheutuva jännityshäviö ja
 σ_{po} on teräksen jännitys jännittämishetkellä tarkasteltavassa kohdassa.

5.6 KORVAUSKUORMAN SUURUUS

Yhdestä punoksesta aiheutuva, vaakarakennetta vastaan kohtisuora, korvauskuorma w saadaan käännepisteiden välille kaavasta

$$w = \frac{8 P e}{L^2} \quad (60)$$

jossa P on jännepunoksessa vaikuttava voima

e on nuolikorkeus

L on käännepisteiden välinen etäisyys. Kaavaa voidaan käyttää [8], kun

$$\frac{e}{L} < \frac{1}{12} \quad (61)$$

Punoksen pituudenmuutos aiheuttaa murtorajatilassa jännevoimaan lisäyksen [3], joka voidaan laskea kaavasta

$$\Delta \sigma_p = \frac{\Delta L}{L_a} E_p \quad (62)$$

missä L_a on ankkureiden välimatka

E_p on jänneteräksen kimmomoduuli

ΔL on punoksen pituuden muutos murtorajatilassa, joksi voidaan otaksua 0,05d [3].

6 RAJATILATARKASTELUT

6.1 YLEISTÄ

Rajatilatarkastelut suoritetaan helpoiten käyttämällä yleistä elementtimenetelmää. Rakenteesta muodostetaan tarkastelutilan mukainen rakennemalli, jonka perusteella rakenne voidaan jakaa kehäelementteihin. Kun rakenteen elementtien geometria tunnetaan, voidaan muodostaa rakenteen jäykkyysmatriisi. Eri kuormitustiloista muodostetaan kuormitusvektorit. Tämän jälkeen ratkaistaan rakenteen solmupisteiden siirtymät ja niiden avulla siirtymät ja voimasuureet halutussa kohdassa rakennetta. Rakennematriisin ja kuormitusvektorin muodostamista tai siirtymävektorin ratkaisemista ei tässä diplomityössä käsitellä.

6.2 TOIMIVA LEVEYS

Rakennetta mitoitettaessa ei voida käyttää suoraan rakenneosan geometrista poikkileikkausta, vaan rakenteen toimiva leveys on laskettava erikseen kussakin mitoitettavassa poikkileikkauksessa. Tämä johtuu siitä, että jännitysten otaksutaan jakaantuvan kaksidimensioisessa mallissa tasaisesti, vaikka todellisuudessa ei näin ole.

Laskelmissa käytettävä toimiva leveys määritetään esimerkiksi liittorakenteiden suunnitteluohjeissa [9] esitetyn menettelyn avulla.

6.3 LASKENTATULOSTEN KERÄÄMINEN

Kuormitusyhdistelyistä johtuen joudutaan jokaisessa rajatilassa laskemaan siirtymät ja voimasuureet käyttäen erilaisia kuormitusvektoreita. Kustakin kuormitustapauksesta ratkaistaan vaaka- ja pystysiirtymä sekä normaalivoima-, leikkausvoima- ja taivutusmomentti valituissa pisteissä. Käytännössä on osoittautunut riittäväksi tarkastella jokaista kenttää jännevälän kymmenesosien kohdalla, jolloin kussakin kentässä voimasuureet ja siirtymät lasketaan 11 pisteessä. Tallentamalla kussakin pisteessä vain tarkasteltavien suureiden pienin ja suurin arvo, vältetään turhalta lukuarvojen tallentamiselta ja kuitenkin kaikki tarvittava tieto on käytettävissä mitoituksessa.

7 LAUKAISURAJATILA

7.1 YLEISTÄ

Heti jännepunosten jännittämisen ja ankkuroinnin jälkeen ollaan tilanteessa, jossa pitkäaikaisia häviöitä ei vielä ole tapahtunut. Korvauskuorma on näin ollen huomattavasti lopullista arvoaan suurempi. Toisaalta vaakarakenteen betoni ei ole vielä saavuttanut täyttä lujuutta. Tällaista rajatilatarkastelua, jossa kuormituksena on vain rakenteen omapaino ja jännepunoksista aiheutuvat kuormitukset kutsutaan laukaisurajatilaksi.

7.2 VETOTERÄKSET

On mahdollista, että jännepunosten aiheuttama korvauskuorma on laukaisurajatilassa niin suuri, että se vaatii betoniterästyksen sijoittamista sellaisiin kohtiin, missä sitä murtorajatilamitoituksessa ei tarvittaisi. Mikäli tällaista murtorajatilatarkasteluun nähden ylimääräistä terästä tarvitaan, sijaitsee se työläästi raudoitettavissa paikoissa, kuten laatan yläpinnassa keskellä kenttää. Korvauskuormaa pienentämällä teräspinta-alalle asetetut vaatimukset voidaan helposti poistaa, mikä onkin yleensä edullisin vaihtoehto. Tietysti rakenne voidaan raudoittaa näiden vaatimusten mukaan, jos "ylisuuresta" korvauskuormasta katsotaan olevan riittävästi hyötyä muissa rajatiloissa. Teräspinta-alojen laskenta on esitetty kohdassa 9.4.1.

7.3 HALKEILU

Laukaisurajatilassa on syytä tarkistaa myös laatan halkeilu. Tarkistus tehdään vertaamalla laukaisurajatilan taivutusmomenttien arvoja rakenteen halkeilukapasiteettiin. Halkeilukapasiteettia laskettaessa betonin puristuslujuutena käytetään tarkasteltavan ajankohdan mukaista betonin puristuslujuutta. Halkeilukapasiteetin laskentaa on käsitelty luvussa 8.5.

8 KÄYTTÖRAJATILA

8.1 YLEISTÄ

Käyttörajatilatarkastelu koostuu kahdesta erillisestä laskennasta, joiden tulokset summaamalla saadaan lopulliset muodonmuutokset ja halkeamaleveydet. Tämä kaksijakoisuus johtuu kuormitusten jakautumisesta pitkä- ja lyhytaikaisiin kuormituksiin, jolloin niiden vaikutus rakenteen muodonmuutoksiin on oleellisesti erilainen.

8.2 PITKÄAIKAISET KUORMAT

8.2.1 YLEISTÄ

Pitkäaikaisten kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia laskettaessa käytetään vaakarakenteen betonille kimmomoduulin arvoa E_{cc} , joka saadaan [8] kaavasta

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \Phi} \quad (63)$$

Tässä Φ on betonin virumaluku ja E_c alkuperäinen betonin kimmomoduuli. Viruman vaikutus tulee näin huomioitua jo rakennematriisia muodostettaessa.

8.2.2 VAAKASIIRTYMÄ

Rakenteen vaakasiirtymät koostuvat lähes kokonaan jännepunosten ankkuroinnista aiheutuvista voimista. Jotta rakenteeseen saataisiin haluttu puristusjännitys on rakenteen sallittava puristua kokoon jännepunoksia jännitettäessä. Tarkastelemalla käyttörajatilassa vaakasiirtymien suuruutta saadaan kuva tarvittavien liikevarojen suuruudesta.

8.2.3 TAIPUMA

Rakenteen käyttökelpoisuutta arvioitaessa on hyvä tietää miten suuri osuus kokonaistaipumasta on pitkäaikaisten kuormien aiheuttamaa, jotta voidaan arvioida viruman vaikutusta kokonaistaipumaan. Näin ollen taipumaviiva on syytä tulostaa jo ennen lyhytaikaisten taipumien lisäystä.

8.2.4 TAIVUTUSMOMENTTI

Verrattaessa rakenteen eri kohtien halkeilukapasiteettia kyseisessä kohdassa esiintyvään taivutusmomentin arvoon saadaan kuva pitkäaikaisen kuormituksen aiheuttamasta rakenteen halkeilusta. Näin ollen myös taivutusmomentit on syytä tulostaa ennen lyhytaikaisten kuormien osuuden lisäystä, jotta tunnettaisiin rakenteen pitkäaikaisten kuormitusten aiheuttama halkeilu. Halkeamakapasiteetin laskentaa on käsitelty luvussa 8.5.

8.3 LYHYTAIKAISET KUORMAT

Lyhytaikaisten kuormien katsotaan vaikuttavan rakenteeseen vain niin lyhyen ajan, ettei betonin virumisella katsota olevan merkitystä syntyvien muodonmuutosten suuruuteen. Tästä johtuen lyhytaikaisten kuormien vaikutuksia laskettaessa vaakarakenteen betonin kimmokertoimena käytetään betoninormin [8] mukaista kimmokerrointa E_c .

Lyhytaikaisten kuormien vaikutusta rakenteen taipumaan tai taivutusmomentteihin ei ole tarpeen tarkastella erikseen, vaan riittää, kun tarkastellaan lyhyt- ja pitkäaikaisten kuormien yhteisvaikutusta.

8.4 KOKONAISKUORMAT

8.4.1 YLEISTÄ

Käyttörajan lopulliset siirtymät ja voimasuureet koostuvat siis kahdella erilaisella rakennemallilla laskettujen siirtymien ja voimasuureiden summasta. Siirtymistä on huomattava, että ne ovat edelleenkin vain halkeamattoman rakenteen siirtymiä, ja mikäli halkeamapotentiaali jossakin kohdassa rakennetta ylitetään on siirtymien arvoja korjattava.

8.4.2 TAIVUTUSMOMENTTI

Rakenteeseen mahdollisesti syntyvien halkeamien paikkojen ja halkeamakokojen tutkimisella on suuri merkitys pyrittäessä selvittämään tarkasteltavan rakenteen käyttökelpoisuutta eri olosuhteissa. Koska myös rakenteen taipumat riippuvat suuresta määrin rakenteen halkeilusta, on suunnittelijalla oltava selkeä kuva siitä, missä halkeamia esiintyy ja millaisia ne ovat. Nopean yleissilmäyksen halkeilutilanteesta saa helposti tarkastelemalla graafista esitystä taivutusmomentin suurimmista ja pienimmistä arvoista, kun kuvaan on piirretty myös rakenteen halkeilukapasiteetteja kuvaavat viivat.

8.4.3 HALKEILEMATTOMAN RAKENTEEN TAIPUMA

Halkeilleen rakenteen taipuman laskemisessa tarvittavat lähtöarvot saadaan laske-
malla rakenteen taipuma käyttäen halkeilemattoman rakenteen jäykkyysarvoja ja rakenteen kuormituksena kokonaiskuormitusta. Toisaalta, mikäli rakenne ei halkeile, on kokonaiskuormien aiheuttama taipuma rakenteen lopullinen taipuma.

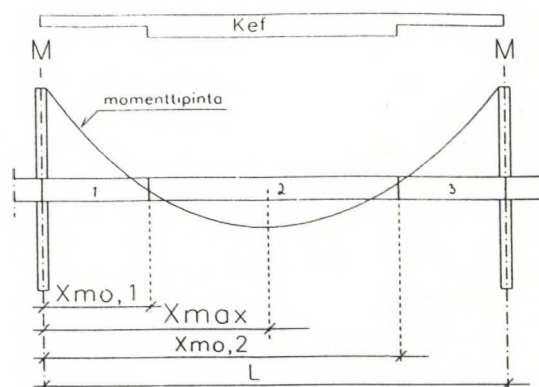
8.5 HALKEILLEEN RAKENTEN TAIPUMA

Halkeilleen rakenteen taipuman määrittämiseen on kirjallisuudessa esitetty monenlaisia ratkaisuja. Tässä käytetty menetelmä perustuu Dalsbruk Oy:n julkaisemassa Pilarilaatat suunnitteluohjeessa [10] esitettyyn laskentamenettelyyn, joka puolestaan pohjautuu B. V. Rangin kehittämään menetelmään.

Menetelmä perustuu ajatukseen jakaa kukin kenttä kolmeen palaan siten, että taivutusmomentin nollakohdat määrittävät palojen rajat (kuva 25). Tämän jälkeen tarkastellaan kutakin palaa erikseen. Mikäli palan alueella taivutusmomentin arvo on suurempi kuin rakenteen halkeamakapasiteetti, katsotaan koko pala halkeilleeksi. Taivutusmomentin ja halkeamakapasiteetin avulla voidaan sitten laskea redusoitu jäykkyys K_{ef} kyseiselle kappaleelle ja tämän jälkeen korjata kappaleen alueella syntyvää taipumaa kertomalla se alkuperäisen ja redusoidun taivutusjäykkyyden suhteella.

Algoritmimuodossa taipumalaskennassa käytettävä menettely voidaan esittää seuraavasti:

1. Etsitään taivutusmomentin nollakohdat jokaisessa kentässä. Nollakohdan paikalle saadaan riittävän hyvä arvio laskemalla pysyvistä kuormista aiheutuva taivutusmomenttipinta.



KUVA 25 Jännevälän jako tarkasteluosiin halkeilleen rakenteen taipuman laskennassa.

2. Tarkistetaan ylitetäänkö halkeilukapasiteetti tarkasteltavassa osassa.
3. Jos halkeilukapasiteettia ei ylitetä on $K_{ef} = K$.
4. Mikäli halkeilukapasiteetti ylitetään saadaan redusoitu taivutusjäykkyys [8] kaavasta

$$K_{ef} = \alpha_r E_c I_c + (1 - \alpha_r) E_c I_r \quad (64)$$

jossa

$$\alpha_r = \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \leq 1 \quad (65)$$

E_c on betonin kimmomoduuli, α_e on betoniteräksen ja betonin kimmomoduulien suhde ja M rakenteessa tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä taivutusmomentin arvo. Rakenteen halkeamisen aiheuttavan taivutusmomentin M_r suuruus - saadaan kaavasta

$$M_r = \frac{I_c}{(h - x_c)} \left(1,7 f_{ctk} - \frac{N_d}{A_c} \right) \quad (66)$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyys I_c saadaan kaavasta

$$I_c = \sum_{i=1}^3 \left\{ \frac{1}{12} b_i h_i^3 + b_i h_i \left(x_c - \frac{h_i}{2} \right)^2 \right\} + \quad (67)$$

$$\alpha_e A_s' (x_c - d')^2 + \alpha_e A_s (d - x_c)^2$$

ja halkeilleen kaavasta

$$I_r = I_{c,r} + \alpha_e A_s (d - x_r)^2 + \alpha_e A_s' (x_r - d')^2 \quad (68)$$

Poikkileikkaussuureet h_i ja b_i on esitetty kuvassa 26. Suorakaiteen muotoiselle puristuspinnalle halkeilleen poikkileikkauksen betonipinnan osuus jäyhyysmomentista saadaan kaavasta

$$I_{c,r} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 b_i x_r^3 \quad (69)$$

jossa x_r on puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa rakenteessa. Muun muotoisille puristuspinnoille se on määritettävä erikseen.

Painopisteakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta saadaan kaavasta

$$e = \frac{\sum_{i=1}^3 A_{c,i} \frac{h_i}{2} + \alpha_e A_s' d' + \alpha_e A_s d}{\sum_{i=1}^3 A_{c,i} + \alpha_e A_s' + \alpha_e A_s} \quad (70)$$

Haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden määrittämiseksi tarvitaan puristuspinnan korkeus x_r , joka etsitään vaakavoimien tasapainoyhtälön (71) ja taivutusmomenttitasapainoyhtälön (72) ratkaisuja iteroimalla.

$$F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} + F_s + N = 0 \quad (71)$$

$$F_{c1} (e - e_1) + F_{c2} (e - e_2) + F_{c3} (e - e_3) + F_s (e - d) - M = 0 \quad (72)$$

Muuttujat F_{c1} , F_{c2} ja F_{c3} ovat betonin puristusjännitysresultantit eri osissa rakennetta. Betonipoikkileikkauksen painopisteakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta on merkitty symbolilla e . Betonin puristuspinnan resultanttien etäisyydet rakenteen yläpinnasta on merkitty symboleilla e_1 , e_2 ja e_3 . Lausumalla taivutusmomenttitasapainoyhtälö poikkileikkaussuureiden ja betonin reunajännityksen avulla ja ratkaisemalla siitä betonin reunajännitys saadaan

$$\begin{aligned}
 \sigma_c = M & \left[\left(1 - \frac{h_1}{2x_r} \right) h_1 b_1 \left(e - \frac{h_1}{3} \frac{3x_r - 2h_1}{2x_r - h_1} \right) + \right. \\
 & \left. \left(1 - \frac{h_1}{2x_r} - \frac{h_2}{2x_r} \right) (h_2 - h_1) b_2 \cdot \right. \\
 & \left. \left(e - \frac{h_1}{3} \frac{3x_r - 2h_1}{2x_r - h_2 - h_1} + \frac{h_2}{3} \frac{3x_r - 2h_2 - 2h_1}{2x_r - h_2 - h_1} \right) + \right. \\
 & \left. \frac{(x_r - h_2)^2}{2x_r} b_3 \left(e - \frac{2h_2 + x_r}{3} \right) + \right. \\
 & \left. \frac{x_r - d}{x_r} A_s \alpha_s (e - d) \right]^{-1}
 \end{aligned} \tag{73}$$

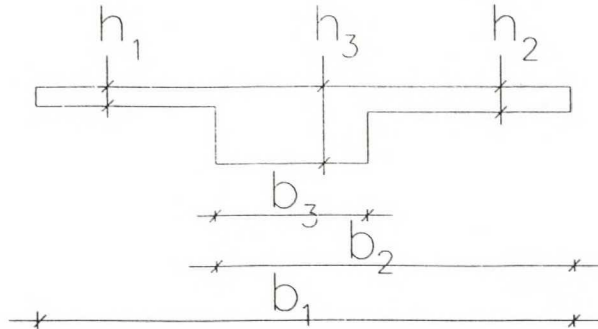
Vaakavoimien tasapainoyhtälö voidaan σ_c :n avulla esittää muodossa

$$N = -\beta \sigma_c \tag{74}$$

jossa

$$\begin{aligned}
 \beta = & \left(1 - \frac{h_1}{2x_r} \right) h_1 b_1 + \left(1 - \frac{h_1}{2x_r} - \frac{h_2}{2x_r} \right) (h_2 - h_1) b_2 + \\
 & \frac{(x_r - h_2)^2}{2x_r} b_3 + \frac{(x_r - d)}{x_r} \alpha_s A_s
 \end{aligned} \tag{75}$$

Kaavoissa (73) ja (75) esiintyvät poikkileikkaussuureiden merkinnät on esitetty kuvassa 26.



KUVA 26 Poikkileikkaussuureet h_i ja b_i .

Taivutusmomentin M arvona käytetään suurinta tarkasteltavan palan alueella esiintyvää taivutusmomentin arvoa.

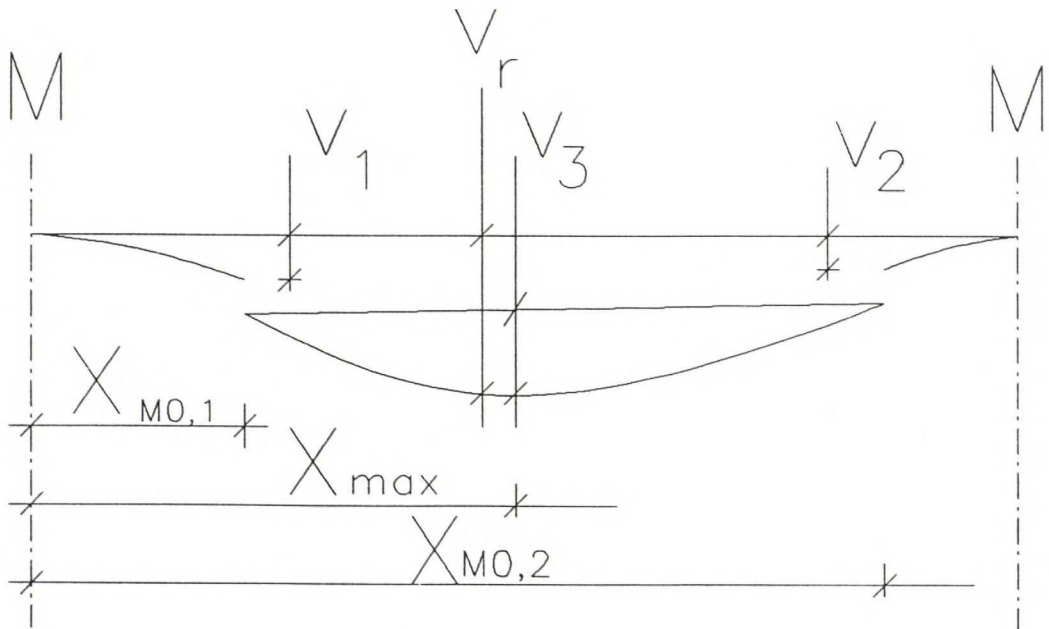
5. Tarkasteltavan osan taipuma saadaan suoraan kertomalla taipuman pienimmän ja suurimman arvon erotus käyttörajatilalaskelmissa käytetyn (K) ja redusoidun taivutusjäykkyyden (K_{ef}) suhteella.

$$v_{i,r} = v_i \frac{K}{K_{ef}} \quad (76)$$

6. Tarkasteltavan kentän kokonaistaipuma saadaan yhdistämällä kolmen osan taipumat

$$v_r = v_1 + v_3 + \frac{x_{\max} - x_{M0,1}}{x_{M0,2} - x_{M0,1}} (v_2 - v_1) \quad (77)$$

$x_{M0,1}$ ja $x_{M0,2}$ ovat taivutusmomentin nollakohdat ja x_{\max} ilmoittaa taipuman suurimman arvon sijainnin kentässä. Taipuman laskentaa on selvennetty kuvassa 27.



KUVA 27. Taipuman laskenta yhdistämällä kentän eri osien taipumat.

8.5.1 HALKEAMAN LEVEYS

Pyrittäessä optimoimaan betonirakenteen rakennuskustannuksia joudutaan aina käsittelemään halkeamia, sillä halkeamien syntyminen kuuluu olennaisena osana hyvin toimivan betonirakenteen käyttäytymiseen. Ongelmalliseksi halkeamat tekee se, ettei niiden leveys saa ylittää määrättyjä arvoja. Näiden raja-arvojen suuruus riippuu rakenteen ympäristöolosuhteista ja rakenteessa käytettävistä, betonipeitteellä suojattavista, materiaaleista. Betoninormeissa [8] on määritetty halkeamaleveyksille taulukossa 7 esitetyt suurimmat sallitut arvot.

TAULUKKO 7 Halkeamaleveyksien suurimmat sallitut arvot eri ympäristöolosuhteissa lyhyt- ja pitkäaikaisten kuormitusten alaisena.

Ympäristö- luokka	Korroosioherkkä rauditus		Muu rauditus	
	pitkäaikaiset	lyhytaikaiset	pitkäaikaiset	lyhytaikaiset
olosuhteet				
Y1 Vaikeat	0	0	0,1	0,2
Y2 Tavalliset	0	0,1	0,2	0,3
Y3 Helpot	0,2	0,3		

Halkeaman ominaisleveys voidaan laskea kaavasta

$$w_k = \varepsilon_s \left(3,5 c + k_w \frac{\Phi}{\rho_r} \right)$$

(78)

missä ε_s on raudituksen venymä käyttötilassa

c on pääraudoituksen betonipeitteen paksuus

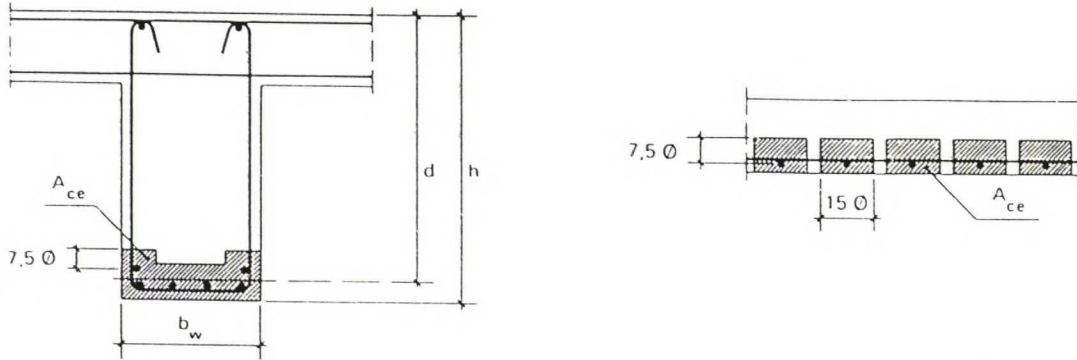
Φ on keskimääräinen terästangon halkaisija

$$k_w = 0,085$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}$$

(79)

Pinta-alaan A_{ce} lasketaan se poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan $7,5 \Phi$ päässä yksittäisen terästangon keskipisteestä (Kuva 28).



KUVA 28 Poikkileikkauksen raudoituksen vaikutusalueen pinta-ala A_{ce} .

Halkeilleilla betonirakenteilla raudoituksen venymänä voidaan käyttää raudoituksen keskimääräistä venymää

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25 k_w} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (80)$$

Teräksen jännitys halkeaman kohdalla saadaan kaavasta

$$\sigma_s = \frac{M_d}{z A_s} \quad (81)$$

ja teräksen jännitys halkeaman avautumishetkellä haljenneessa tilassa kaavasta

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z A_s} \quad (82)$$

jossa z on momenttivarsi

Kun mitoituksen tuloksena halutaan rakenne, jonka suurin halkeaman leveys on sallituissa rajoissa, joudutaan halkeamaleveyteen vaikuttava vetoteräsmäärä ratkaisemaan iteroimalla. Esimerkiksi puolittamalla teräspinta-alan muutos aina, kun raja ylitetään tai alitetaan, päästään varsin nopeasti riittävän tarkkaan lopputulokseen.

8.5.2 BETONIN JA BETONITERÄSTEN JÄNNITYS

Betonin käyttörajatilan suurin jännitys kussakin laskentapisteessä määritetään halkeamanleveyslaskennan sivutuotteena kaavasta (73). Betonin jännityksen ei tulisi käyttörajatilassa kasvaa suuremmaksi kuin kaavan

$$\sigma_{sall} = -0,6 C = -0,6 \cdot 0,8 f_{ck} \quad (83)$$

mukainen arvo [11].

Laskemalla betoniterästen venymä betonin reunajännityksen avulla

$$\epsilon_s = \frac{x-d}{x} \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (84)$$

ja kertomalla se teräksen kimmomoduulilla, saadaan teräsjännitykseksi

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s \quad (85)$$

Näin laskettu teräsjännitys vastaa todellista teräsjännitystä vain, kun rakenteessa vaikuttava betonin puristusjännitys ei ylitä kaavasta (83) määritettyä arvoa.

9 MURTORAJATILA

9.1 YLEISTÄ

Murtorajatilatarkastelun tuloksena saadaan rakenteeseen tarvittava betoniteräsmäärä. Mitoitettavia betoniteräksiä ovat vetoteräokset, läpileikkautumisteräokset, palkkien leikkaushaajat ja palkkien laippojen leikkausteräokset.

Murtorajatilassa materiaalien lujuusominaisuudet lasketaan betoninormien [8] merkintöjä noudattaen ensimmäisen luokan rakenteen betonille kaavoista

$$f_{cd} = \frac{0,7 K}{1,35} \frac{MN}{m^2} \quad (86)$$

ja

$$f_{ctk} = \frac{\alpha K^{2/3}}{1,35} \frac{MN}{m^2} \quad (87)$$

K on betonin nimellislujuus ja kaavassa (87) oleva kerroin α saadaan kaavasta

$$\alpha = 58 \varepsilon_{cu} \leq 0,2 \quad (88)$$

jossa

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \% \quad (89)$$

Kaavassa (89) esitetty betonin murtopuristuma on laskettu betonille, jonka tiheys $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$. Betonin murtopuristuman laskentakaavat on esitetty betoninormissa [8].

Teräksen laskentalujuus yleisimmin käytettäville teräslaaduille (A500H ja A500HW) saadaan kaavasta

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,10} \quad (90)$$

9.2 LEIKKAUSVOIMA

9.2.1 YLEISTÄ

Leikkausvoima aiheuttaa raudoitustarvetta vain palkkirakenteissa, joten tasapaksua laattaa tarkasteltaessa voidaan siirtyä suoraan laatan läpileikkautumistarkasteluun.

9.2.2 LEIKKAUSHAAT

Leikkausraudoitusta ei tarvitse sijoittaa pilarin päällä alueelle, joka rajoittuu d :n päähän pilarin reunoista. Leikkausraudoitusta ei tarvita lainkaan, jos leikkausvoiman laskenta-arvo V_d täyttää ehdon

$$\text{jossa } V_d < V_{c0} = 0,3k (1 + 50\rho) f_{ctd} b_w d \quad (91)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \quad (92)$$

$$k = 1,6 - d[m] \geq 1,0 \quad (93)$$

A_s on vetorausoituksen pinta-ala ja b_w uuman leveys.

Mikäli kaavan (91) ehto ei toteudu, suunnitellaan palkkiin pystysuoria leikkausha-
koja yhtälön

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_d - V_c}{0,9 f_{yd} d} \quad (94)$$

vaatima määrä. Yhtälössä (94) esiintyvä betonin leikkauskapasiteetti V_c määrite-
tään kaavasta

$$V_c = 0,50 b_w d f_{ctd} \quad (95)$$

Tämän lisäksi tulee tarkistaa, ettei leikkauskapasiteetin ylärajaa ylitetä. Betonille,
jonka tiheys on 2400 kg/m^3 , leikkauskapasiteetin ylärajaksi [8] on määrätty

$$V_{u,\max} = 0,25 b_w d f_{cd} \quad (96)$$

9.2.3 LAIPAN LEIKKAUSTERÄKSET

Jos palkin laipat otetaan mukaan rakenteen toimivaa poikkileikkausta murtorajati-
lassa määritettäessä, on uuman ja laipan välisen leikkauskapasiteetin palkin teholli-
sen korkeuden pituista osaa kohti jännevälän suunnassa [8] täytettävä ehto

$$V_{uf} = V_{cf} + V_{sf} \geq k_f V_d \quad (97)$$

missä $k_f V_d$ on leikkausvoima palkin ja uuman välisessä leikkauksessa. Kerroin k_f
lasketaan kaavasta

$$k_f = \frac{A_{cf}}{A_{cc}} \quad (98)$$

Mikäli laippa on puristettu, on k_f laipassa olevan, tarpeellisen puristusvyöhykkeen pinta-alan ja koko puristusvyöhykkeen pinta-alan suhde. Jos laippa on vedetty on k_f laipassa sijaitsevan vetoraudoituksen pinta-alan suhde koko vetoraudoituksen pinta-alaan. Laipan leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetti V_{sf} lasketaan kaavasta (94). Betonin leikkauskapasiteetti V_{cf} lasketaan kaavasta (95) käyttämällä uuman leveytenä b_w laipan korkeutta h_f ja tehollisena korkeutena d palkin tehollista korkeutta.

9.3 LAATAN LÄPILEIKKAUTUMINEN

Tasapaksuilla pilarilaatoilla laatan paksuuden määrittää usein läpileikkautuminen. Läpileikkautumisvahvikkeet mahdollistaisivat ohuemman laatan, mutta varsinkaan pienissä kohteissa ei laatan alapuolisia sieniä mielellään käytetä, sillä ne vaikeuttavat rakenteen muotitusta oleellisesti. Jännitetyssä rakenteessa jännevoiman ylöspäin suuntautuva komponentti voidaan käyttää hyväksi läpileikkautumista tarkasteltaessa. Keskittämällä jännepunoksia pilarin läheisyyteen, voidaan läpileikkautumisvoimasta betoniteräksille menevää osuutta pienentää huomattavasti, jolloin raudoitustarve vähenee. Toisaalta läpileikkautumiskuorman suurin sallittu arvo kasvaa.

Laatan lävistyskapasiteetti koostuu leikkausraudoittamattomassa rakenteessa betonin läpileikkauskapasiteetin V_c ja jännevoiman leikkausvoiman suuntaisen komponentin V_p summasta

$$V_u = V_c + V_p \quad (99)$$

Leikkausraudoitetussa rakenteessa betonin läpileikkauskapasiteetista saa halkeilun takia käyttää vain 25 prosenttia. Läpileikkausraudoituksen kapasiteetti V_s tulee valita siten, että laatan lävistyskapasiteetti V_u ei ylitä sille kaavassa (100) määritettyä ylärajaa.

$$V_u = 0,25 V_c + V_p + V_s \leq 2 V_c + V_p \quad (100)$$

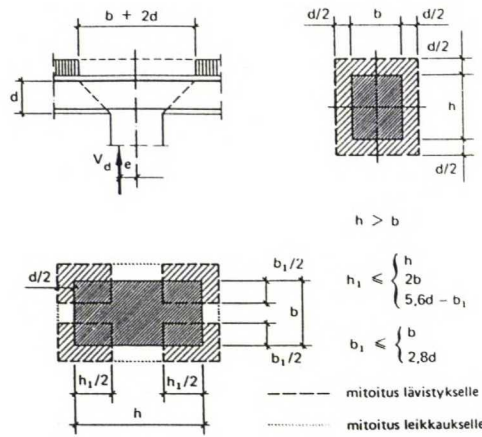
Betonin osuus lasketaan kaavasta

$$V_c = k \beta (1 + 50 \rho') u d f_{ctd} \quad (101)$$

jossa $k = 1,6 - d[m] \geq 1$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$ ja

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5 e}{\sqrt{A_u}}} \quad (102)$$

Tässä e on lävistysvoiman epäkeskisyyys leikkautuvan alueen painopisteestä ja A_u ja u ovat tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala ja piiri.



KUVA 29. Laatan lävistys

Suhteellisen teräspinta-alan ρ' :n laskennassa voidaan huomioida myös korkeintaan $0,5 d$:n etäisyydellä tuen reunasta olevat jännepunokset. Jännepunokset muutetaan suhteelliseksi teräspinta-alaksi kaavojen

$$\rho_{p,x} = \frac{P_{\infty,x}}{L_y h f_{yk}} \quad (103)$$

$$\rho_{p,y} = \frac{P_{\infty,y}}{L_x h f_{yk}} \quad (104)$$

avulla.

Jännepunoksissa vaikuttava esijännitysvoima $P_{\infty,x}$ on niiden x-suuntaisten punosten jännityshäviöiden jälkeisten jännevoimien summa, jotka sijaitsevat niitä vastaan kohtisuoralla,

L_y :n levyisellä kaistalla. Vastaavasti $P_{\infty,y}$ on kaistan leveydellä L_x sijaitsevien punosten yhteenlaskettu jännevoima. L_x on laatan lyhempi ja L_y pidempi sivumitta. Laatan paksuutena h käytetään laatan paksuutta $0,5 d$ etäisyydellä tuen reunasta. Lopullinen suhteellinen teräspinta-ala saadaan kaavasta

$$\rho' = \sqrt{(\rho_x + \rho_{px})(\rho_y + \rho_{py})} \leq 0,8\% \quad (105)$$

Jännevoimasta aiheutuva komponentti on

$$V_p = 0,9 P (\alpha_1 + \alpha_2) \quad (106)$$

missä P on enintään $0,5 d$:n päässä tuelta olevien jännepunosten yhteenlaskettu jännevoima ja α_1 ja α_2 ovat jänneiden ja rakenteen pituusakselin väliset kaltevuuskulmat tuen vastakkaisilla puolilla enintään etäisyyden $0,5 d$ päässä tuelta.

Tarvittavan leikkausraudoituksen määrä lasketaan kaavasta

$$A_{sv} = \frac{V_s}{f_{yd} \sin(\alpha)} \quad (107)$$

kun on ensin ratkaistu V_s kaavasta (100). Betoniteräksen laskentalujuutena f_{yd} saa käyttää korkeintaan arvoa 300 N/mm^2 . Betoniteräksen kaltevuuskulma vaakatasoon nähden on merkitty symbolilla α .

9.4 TAIVUTUSMOMENTTI

Vetoteräokset mitoitetaan erikseen taivutusmomentin pienintä ja suurinta arvoa käyttäen jokaisessa laskentapisteessä. Käytettäessä mitoituksessa taivutusmomentin pienintä arvoa, lasketaan rakenteen yläpinnassa vaadittava betoniteräspinta-ala. Vastaavasti käyttämällä suurinta arvoa on tuloksena alapinnassa vaadittava vetoteräsmäärä.

9.4.1 VETOTERÄKSET

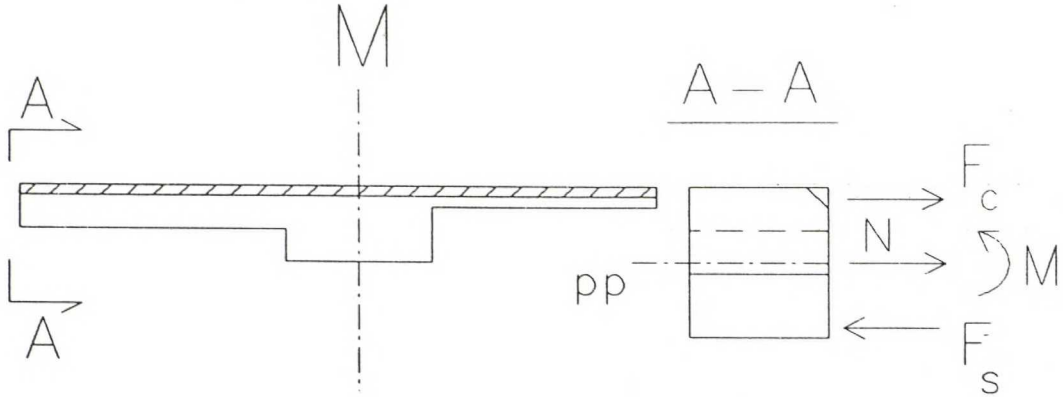
Teräspinta-ala mitoitetaan siten, että vetorauoituksen painopisteen suhteen laskettu taivutusmomentin tasapainoyhtälö

$$M_d - N_d (d - e) - F_c (d - \frac{y}{2}) = 0 \quad (108)$$

ja vaakavoimien tasapainoyhtälö

$$F_s - F_c - N_d = 0 \quad (109)$$

toteutuvat.



KUVA 30 Poikkileikkauksessa vaikuttavat sisäiset voimat.

Voimat F_s ja F_c voidaan lausua betoniteräksen laskentalujuuden ja betonin puristuslujuuden laskenta-arvon avulla seuraavasti:

$$F_s = f_{yd} A_s \quad (110)$$

ja

$$F_c = f_{cd} b y \quad (111)$$

jossa b on puristuspinnan leveys ja

y on puristuspinnan korkeus.

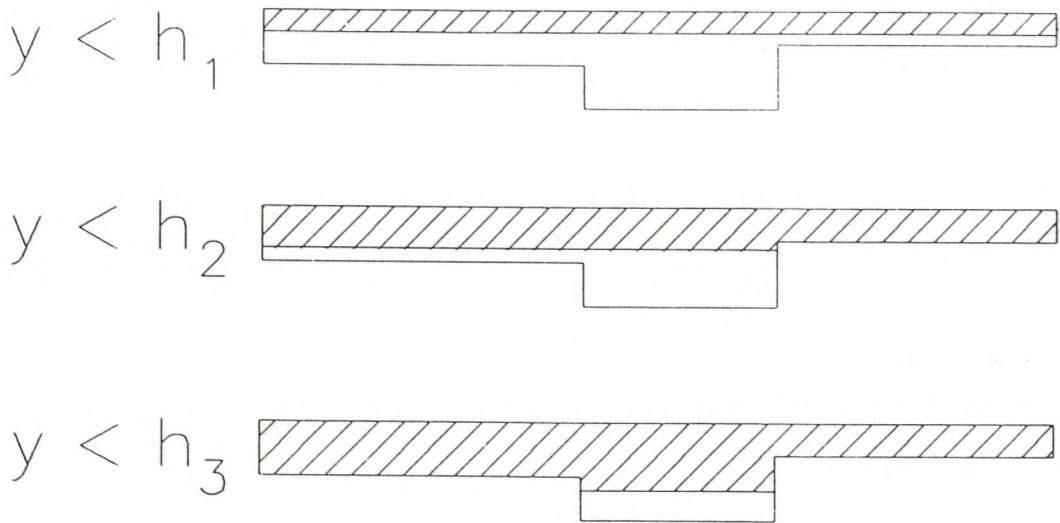
Yhtälöstä (109) voidaan siis laskea tarvittava teräspinta-ala, sijoittamalla siihen yhtälöstä (108) ratkaistu puristuspinnan korkeus y . Tällöin saadaan

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2(M_d + N_d(e - d))}{f_{cd} b}} \quad (112)$$

ja

$$A_s = \frac{N_d + f_{cd} b y}{f_{yd}} \quad (113)$$

Yhtälöitä (112) ja (113) voidaan kuitenkin käyttää vain kun puristuspinta on koko korkeudeltaan saman levyinen. T-poikkileikkausta käsiteltäessä puristuspinta saattaa hyvinkin ulottua uumaan, jolloin sen leveys muuttuu eikä näin ollen edellä mainittuja yhtälöitä voida käyttää. Asian tekee vielä hankalammaksi se, että vaikka rajoituttaisiin käsittelemään vain yläpinnaltaan suorita poikkileikkauksia on kuitenkin käsiteltävä tapaus, jossa laipat ovat eripaksuiset. Näin ollen tarkasteltavia tapauksia on kolme: puristuspinta pysyy ohuemmassa laipassa, puristuspinta pysyy paksumassa laipassa ja puristuspinta ulottuu uumaan. Tasapaksu laatta ja symmetrinen T-poikkileikkaus ovat sitten vain näin saatujen tapausten erikoistapauksia.



KUVA 31 T-poikkileikkauksen puristuspinnan muoto eri tapauksissa.

Mikäli puristuspinnan korkeus y on pienempi kuin ohuemman laipan paksuus, teräspinta-ala ratkaistaan yhtälöistä (112) ja (113), koska puristuspinta on tällöin koko korkeudeltaan saman levyinen. Mikäli ratkaisuksi saatu y on kuitenkin suurempi kuin ohuemman laipan paksuus, käytetään yhtälöitä

$$y = d - \left[d^2 - 2h_1 d \left(1 - \frac{b_1}{b_2} \right) - h_1^2 \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) - \frac{2(M_d + N_d(e - d))}{f_{cd} b_2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (114)$$

ja

$$A_s = \frac{N_d + f_{cd}[b_1 h_1 + b_2 (y - h_1)]}{f_{yd}} \quad (115)$$

Mikäli yhtälöstä (114) saatu y on suurempi kuin paksumman laipan paksuus, tarkoittaa se sitä, että puristuspinta ulottuu rakenteen uumaan ja silloin käytetään yhtälöitä

$$y = d - \left[d^2 - h_2(2d - h_2) - \frac{b_1}{b_3}(h_1^2 - 2h_1 d) - \frac{b_2}{b_3}(h_2^2 + 2d(h_1 - h_2) - h_1^2) - \frac{2(M_d + N_d(e - d))}{f_{cd} b_3} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (116)$$

ja

$$A_s = \frac{N_d + f_{cd}[b_1 h_1 + b_2(h_2 - h_1) + b_3(y - h_2)]}{f_{yd}} \quad (117)$$

Pelkkää vetoraudoitusta ei voida suunnitella poikkileikkaukseen miten paljon tahansa, vaan teräsmäärää rajoitetaan ehdolla, että poikkileikkauksen suhteellinen momentti μ ei saa ylittää suurinta sallittua arvoa μ_b . Tämä suhteellisen momentin arvo vastaa tasapainoraudoitusta. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että puristusraudoitusta ei tarvita, jos μ on pienempi kuin μ_b .

Suhteelliset momentit saadaan eri puristuspinnan korkeuksille y kaavoista

$y < h_1$

$$\mu = \frac{M_d + N_d(e - d)}{f_{cd} b_1 d^2} \quad (118)$$

$$y < h_2$$

$$\mu = \frac{h_1 \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)}{d} + \frac{h_1^2 \left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right)}{2d^2} + \frac{M_d + N_d(e - d)}{f_{cd} b_2 d^2} \quad (119)$$

$$y > h_2$$

$$\begin{aligned} \mu = & \frac{h_2}{2d^2} (2d - h_2) + \frac{b_1}{2b_3 d^2} (h_1^2 - 2h_1 d) + \\ & \frac{b_2}{2b_3 d^2} (h_2^2 + 2d(h_1 - h_2) - h_1^2) + \\ & \frac{2[M_d + N_d(e - d)]}{f_{cd} b_3 d^2} \end{aligned} \quad (120)$$

Kaavoissa esiintyvät poikkileikkausmerkinnät h_i ja b_i on esitetty kuvassa 26.

10 LASKENTAESIMERKKI

10.1 YLEISTÄ

Tartunnattomin punoksin jännitetyn betonirakenteen voi mitoittaa monenlaisia apuvälineitä käyttäen. Tässä luvussa esitellään nimenomaan tartunnattomien jänteiden käyttöä varten ohjelmoitu suunnittelijan apuväline. Toteutustapoja tällaisen ohjelman tekemiseen on varmasti yhtä monta, kuin ohjelmoijia eikä tarkoitus olekaan esittää mitään absoluuttisen oikeaa ratkaisua, vaan ainoastaan esimerkki siitä, miten ohjelma voidaan toteuttaa.

Laskennan kulkuun tutustutaan käyttäjän näkökulmasta tutkimalla ohjelman tulostamia kuvia ja tekstiruutuja. Esimerkkilaskelmassa käsitellään yhden tarkastelukaistan mitoituslaskentamallin luonnista rajatilatarkasteluihin ja kuormien uudelleen jakoon.

10.2 LÄHTÖTIEDOT

10.2.1 YLEISTÄ

Laskentamallin yksilöimiseksi ja rakennemallin muodostamiseksi tarvitaan huomattava määrä tietoa, joka käyttäjän on annettava ennen, kuin laskenta voidaan suorittaa. Tässä luvussa käsitellään näiden tietojen antamista. Lähtötietotiedostosta on esimerkki liitteessä 1.

10.2.2 PROJEKTIN NIMI

Ohjelma tarvitsee projektin nimen, jotta mallia koskevat tiedot osataan sijoittaa oikeaan hakemistoon ja toisaalta siksi, että ohjelma osaa käyttää tätä nimenomaista projektia varten räätälöityjä tietoja. Jo aikaisemmin avattuun projektiin voidaan lisätä malleja antamalla projektin nimi. Uusi projekti avataan antamalla projektille nimi, jota ei ole aikaisemmin käytetty.

****** PROJEKTIT ******

.	3. 9.92	13:50	..	3. 9.92	13:50
ESIM	3. 1.93	13:33	HARJ	2. 1.93	14:27

Voit avata projektin antamalla uuden nimen.

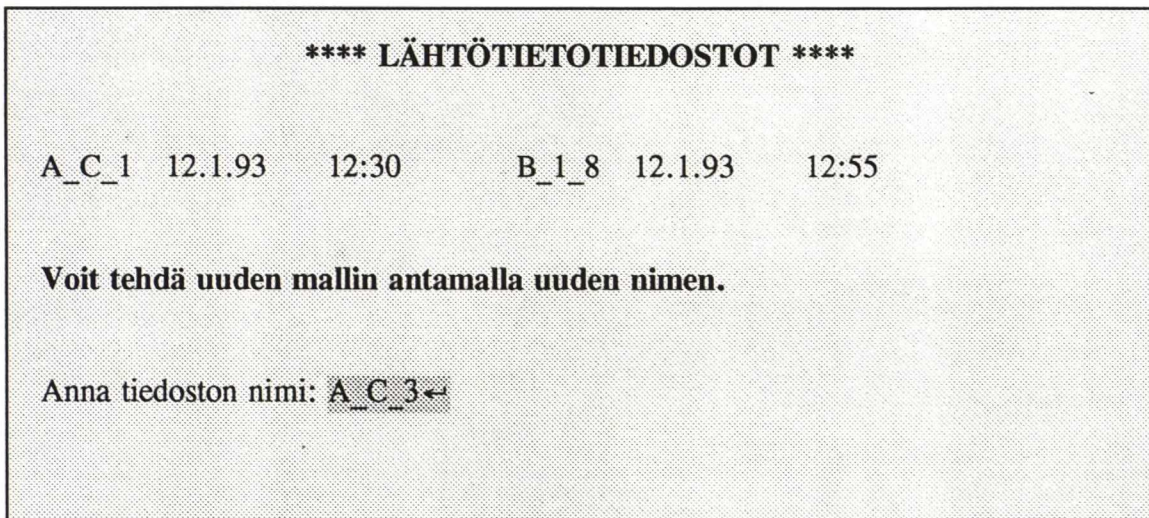
Anna projektin nimi:

KUVA 32. Projektin valitseminen.

10.2.3 MALLIN NIMI

Eri laskentakaistat yksilöidään nimeämällä ne esimerkiksi rakennuksen modulilinjoihin mukaan. Laskentamallin nimen tulisi olla sellainen, että sen perusteella voidaan myöhemmin päätellä, mitä kaistaa malli koskee. Nimeämällä kaista esimerkiksi A_C_3 voidaan ilmaista mallin koskevan modulilinjoihin A ja C rajoittamaa aluetta modulilinjalla 3.

Jo olemassa olevaan malliin voidaan viitata samaan tapaan kuin jo olemassa olevaan projektiin, eli antamalla mallille jo käytössä oleva nimi. Vastaavasti uusi malli luodaan antamalla käyttämätön nimi.



KUVA 33. Rakennemallitiedoston nimeäminen.

10.2.4 MATERIAALITIEDOT

Laskennassa käytettävät materiaalitiedot on kätevintä antaa projektikohtaisina materiaalitiedostoina. Projekteittain tai laskentakaistoittain mahdollisesti muuttuvat tiedot on syytä varmistaa aina ennen laskentaa, koska suunnittelijan on oltava täysin tietoinen, millaisia materiaaleja hän on mitoituksessa käyttämässä. Harvemmin muuttuvat tiedot, kuten jännepunosten tuentaterästen dimensio voidaan antaa erillisessä tiedostossa, jota suunnittelija ei jokaisessa laskennassa erikseen

hyväksy. Näin nopeutetaan laskentaa ja kuitenkin varmistetaan ohjelman soveltuvuus uusiin olosuhteisiin. Kuvissa 33 ja 34 on esitetty eräs mahdollinen tapa tarvittavien tietojen antamiseen.

****** MATERIAALITIEDOT ******

**** BETONI ****

Laatan betoni

(1) - lujuusluokka:	Kl	= 40	N/mm ²
(2) - kimmokerroin:	E	= 31623	N/mm ²
(3) - tiheys;	roo	= 2400	kg/m ³
(4) - lujuus jännitettäessä:	k	= 70	% suun.luj.

Pilarien betoni

(5) - lujuusluokka:	Kp	= 40	N/mm ²
(6) - kimmokerroin:	E	= 31623	N/mm ²
(7) - tiheys:	roo	= 2400	kg/m ³

Sallitut halkeaman ominaisleveydet

(8) - yläpinnassa:	wk_yp	= 0.2	mm
(9) - alapinnassa:	wk_ap	= 0.2	mm

Betonipeitteen paksuuden minimiarvo

(10) - yläpinnassa:	c_yp	= 15.0	mm
(11) - alapinnassa:	c_ap	= 25.0	mm

Muutettavan suureen numero (0 = valmis): 0↵

KUVA 34. Betonin materiaalitiedot.

****** MATERIAALITIEDOT ******

**** BETONITERÄKSET ****

(1)	- lujuuden ominaisarvo:	$f_{yk} = 500$	N/mm^2
(2)	- kimmokerroin:	$E_s = 200000$	N/mm^2
(3)	- halkaisija yläpinnassa:	$d_{yp} = 32$	mm
(4)	- halkaisija alapinnassa:	$d_{ap} = 32$	mm
(5)	- poikittaisteräs:	$d_{pt} = 10$	mm

**** JÄNNEPUNOKSET ****

(6,7)	- teräslaatu:	$f_{p0,2k}/f_{puk} = 1550/1770$	N/mm^2
(8)	- sallittu jännevoima:	$P_o \text{ max} = 212000$	N
(9)	- kitkakerroin:	$y = 0.05$	
(10)	- aaltoisuusluku:	$B = 0.0200$	
(11)	- lukitusliukuma:	$l = 4.0$	mm
(12)	- pinta-ala:	$A_p = 150.0$	mm^2
(13)	- ulkohalkaisija:	$d = 19$	mm
(14)	- kimmokerroin:	$E_p = 195000$	N/mm^2
(15)	- relaksaatio (1000h)	$r = 2.5$	%

Muutettavan suureen numero (0 = valmis): 0↵

KUVA 35. Betoniterästen ja jännepunosten materiaalitiedot.

10.2.5 TARKASTELUTAPA

Koska rakenteet mitoitetaan eri tavalla riippuen tarkastelusuunnasta, tulee ohjelmalle ilmoittaa onko kyseessä primaari- vai sekundaarikaista.

<p style="text-align: center;">**** TARKASTELUTAPA ****</p> <p>Onko mitoitettava kaista (P) primaarisuunnassa vai (S) sekundaarisuunnassa: P</p>
--

KUVA 36. Rakenteen tarkastelutavan antaminen.

10.2.6 TARKASTELTAVA TASO

Mitoitettavan kaistan yksilöimiseksi on tarpeellista tietää myös minkä tason vaakarakenteesta on kysymys. Tätä varten lähtötietoihin liitetään tason korkeusaseman kertova luku.

<p style="text-align: center;">**** TARKASTELTAVA TASO ****</p> <p>Tarkasteltavan tason korko: +0.000 ←</p>

KUVA 37. Tarkasteltavan tason antaminen.

10.2.7 BETONIPEITTEET

Kun tunnetaan betonipeitteiden pienin sallittu paksuus voidaan laskea automaattisesti jännepunoksen ja betoniterästen sijainti poikkileikkauksessa. Betonipeitteen paksuus annetaan erikseen rakenteen ylä- ja alapinnalle.

****** BETONIPEITTEET ******

Mitat millimetreinä!

** BETONIPEITE **

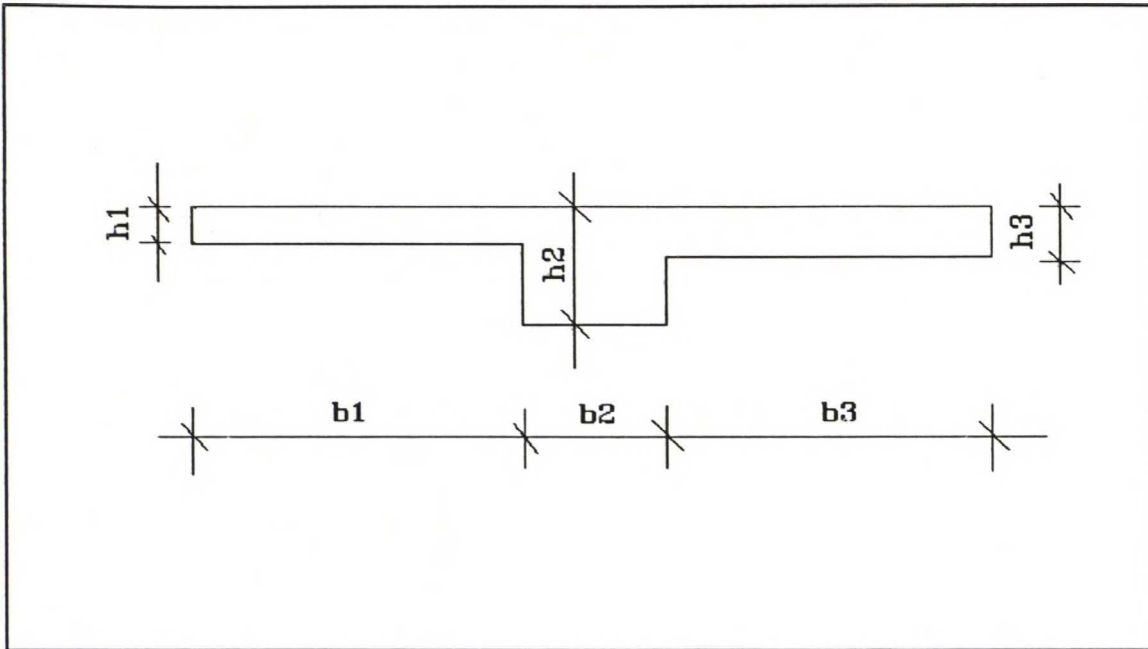
-yläpinnassa? : 34 ←

-alapinnassa? : 25 ←

KUVA 38. Betonipeitteiden paksuuksien antaminen.

10.2.8 VAAKARAKENTTEEN TIEDOT

Rakenteen geometriasta tarvitaan jännemitan lisäksi kuvassa 38 esitetyt poikkileikkauksen mitat. Mittojen antaminen voidaan toteuttaa esimerkiksi kuten kuvassa 39.



KUVA 39 Poikkileikkausmittojen merkinnät.

**** RAKENTEEEN GEOMETRIA ****

Mitat millimetreinä!

** AKTIIVIANKKURIN PUOLEISEN ULOKKEEN TIEDOT **

Onko aktiiviankkurin puoleisessa päädyssä uloke (K/(E)) : K

Pituus: $L = 1200$

Anna -1, jos erilaisia poikkileikkauksia eri kentissä!

Korkeus: $h_1 = 210$ $h_2 = 600$ $h_3 = 210$

Leveys: $b_1 = 3300$ $b_2 = 1500$ $b_3 = 3300$

KUVA 40 Kentän geometriatietojen syöttö.

10.2.9 PILARIT

Vaakarakenteen ylä- ja alapuolisista pilareista annetaan pituus ja poikkileikkaustiedot. Pyöreän pilarin leveydeksi annetaan pilarin halkaisija negatiivisena, jolloin ohjelma osaa laskea pilarille oikean pinta-alan ja jäykkyyden.

****** RAKENTEEEN GEOMETRIA ******

Mitat millimetreinä!

**** RAKENTEEEN ALAPUOLISET PILARIT ****

Anna 0, jos rakenteessa on erilaisia pilareita!

Korkeus: $L = 3500 \leftarrow$

Anna pyöreän pilarin halkaisija negatiivisena!

Leveys: $b = 480 \leftarrow$

Paksuus: $d = 480 \leftarrow$

KUVA 41 Pilarien geometriasuureiden syöttäminen.

10.2.10 PUNOSGEOMETRIAN PILARIKOKO

Punosgeometrian pilarikoko tarkoittaa punosten geometrian laskennassa käytettävää pilarin kokoa. Syy siihen, miksi se on voitava antaa erisuureksi, kuin todellisen pilarin koko, on esitetty kohdassa 4.5.3.

**** RAKENTEEEN GEOMETRIA ****

Mitat millimetreinä!

** PUNOSTEN GEOMETRIASSA KÄYTETTÄVÄ PILARIKOKO **

Anna 0, jos käytät erilaisia pilareita!

Leveys: $b = 480 \leftarrow$

KUVA 42 Punosgeometrian pilarikoon antaminen.

10.2.11 PILARIJÄYKKYYKSIEN REDUSOINTI

Jokaisen pilarin taivutusjäykkyyden redusointikerroin on oltava mahdollista antaa erikseen, jotta laskennassa voitaisiin huomioida eri pilareiden erilaiset tuentapaukset.

****** RAKENTEEEN GEOMETRIA ******

$$0 < \text{kerroin} \leq 1$$

**** PILARIEN JÄYKKYYKSIEN REDUSOINTI ****

* PILARI 1 * Redusointikerroin $k_r = 0.8 \leftarrow$

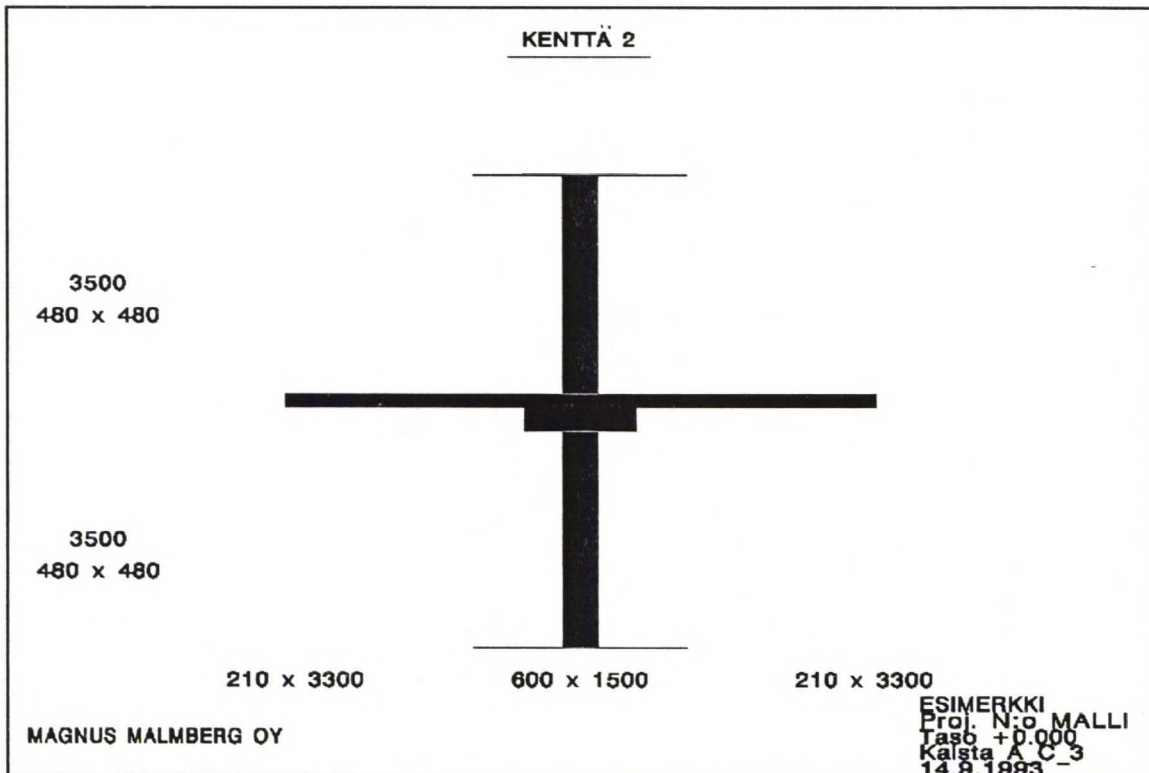
* PILARI 2 * Redusointikerroin $k_r = 1.0 \leftarrow$

* PILARI 3 * Redusointikerroin $k_r = 0.8 \leftarrow$

KUVA 43. Pilarijäykkyyksien redusointikertoimien antaminen.

10.2.12 POIKKILEIKKAUSTIETOJEN TARKISTAMINEN

Mahdollisuus tarkistaa annetut poikkileikkaustietojen numeroarvot graafisista kuvista on ensiarvoisen tärkeää pyrittäessä nopeaan, mutta silti varmaan suunnitteluun. Perinteinen numerolistojen läpikäyminen on sekä turhauttavaa, että herkkää virheille ja näin ollen siitä olisi syytä luopua. Graafisesta kuvasta suunnittelija pystyy yhdellä silmäyksellä tarkistamaan annetut tiedot ja tarpeen vaatiessa suorittamaan korjaukset lähtötietoihin.



KUVA 44. Poikkileikkaustietojen tarkistaminen.

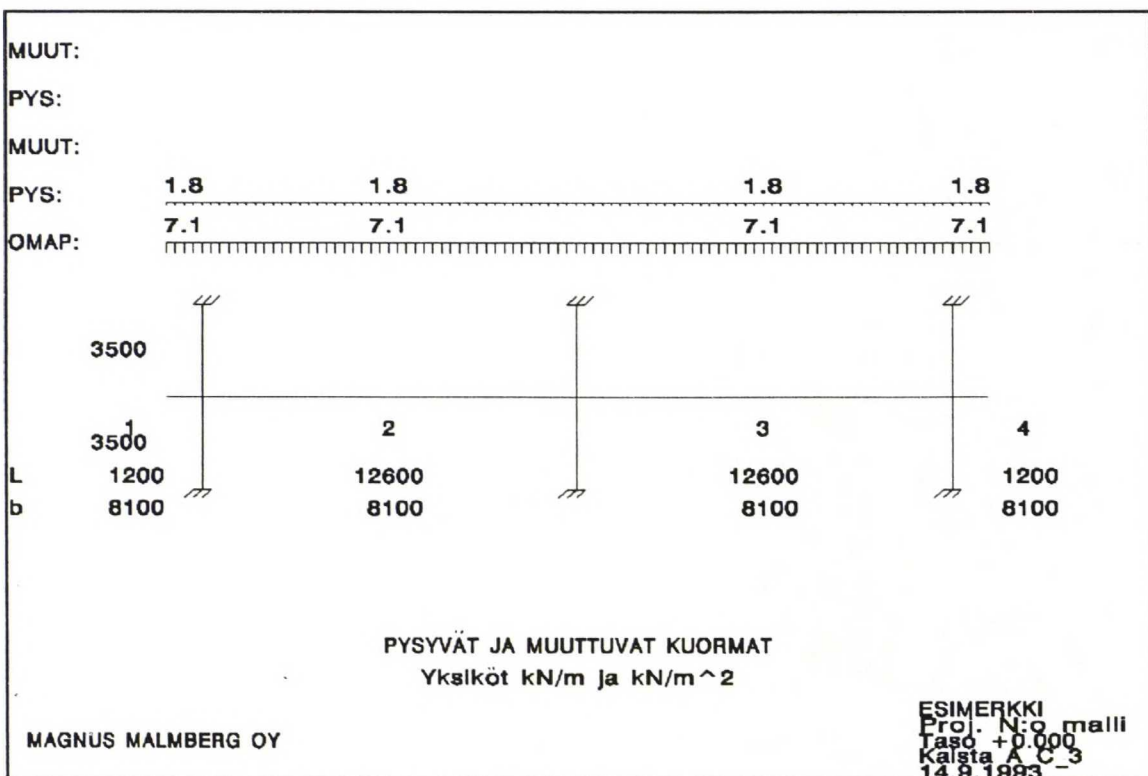
10.3 ULKOISET KUORMITUKSET

10.3.1 YLEISTÄ

Varsinkin kuormitusten vaikutusalueiden antamisessa interaktiivisen työskentelyn edut tulevat selvästi näkyviin. Suunnittelija näkee heti annettuaan kuormituksen suuruuden, suunnan ja vaikutusalueen ja, että kuormitus laskentamallissa on tosiaan halutun suuruinen, suuntainen ja oikeassa paikassa.

10.3.2 KUORMITUKSET KOKO LASKENTAKAISTALLE

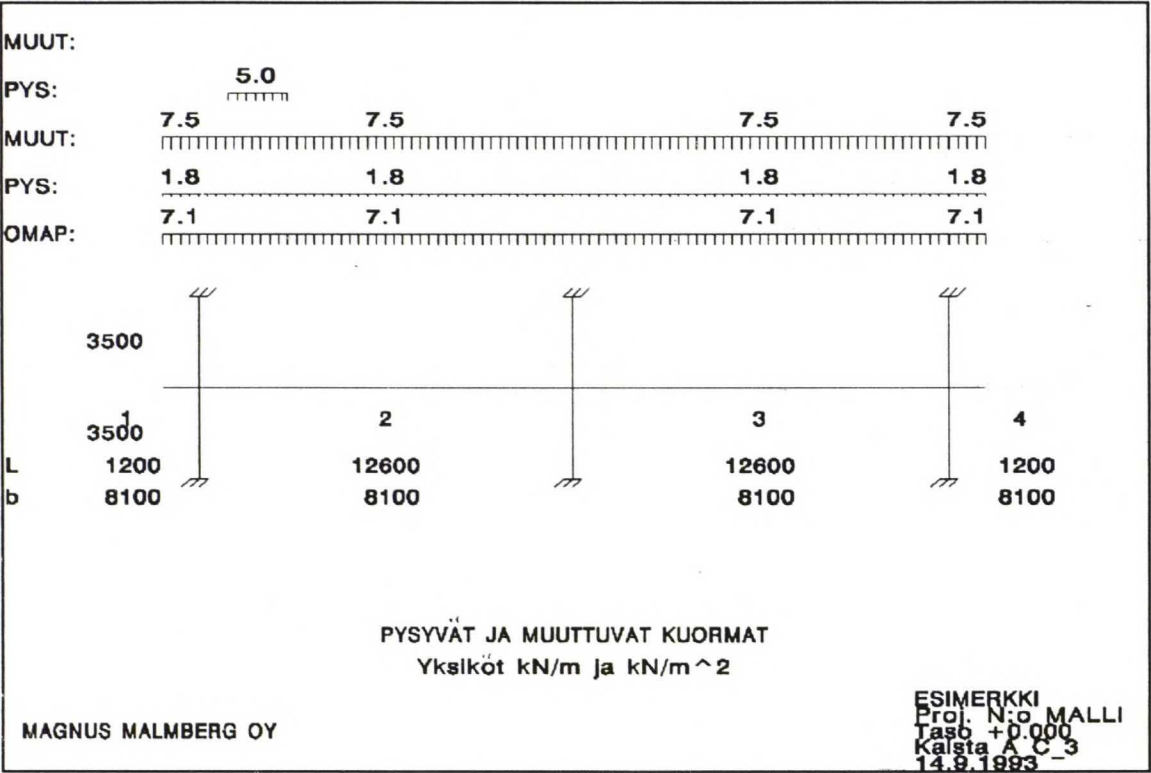
Koko laskentakaistaa kuormittaa usein samanlainen kuormitus, joten käytön kannalta on hyvä, jos kaikkien kenttien kuormitukset voidaan antaa yhdellä kerralla. Kuormituksena voi olla joko pysyviä tai muuttuvia kuormia, joten käyttäjällä on oltava mahdollisuus näiden kuormatyypin käyttöön.



KUVA 45. Koko laskentakaistaa rasittavat kuormitukset.

10.3.3 VIIVA- JA PINTAKUORMAT

Koko laskentakaistalla sijaitsevien kuormitusten lisäksi tulee käyttäjälle antaa mahdollisuus viiva- ja pintakuormien käyttöön. Kumpaakin kuormitustyyppiä on oltava mahdollisuus antaa sekä pysyvänä että muuttuvana. Kolmiokuormien käytön mahdollistamista ei pidetty tätä ohjelmaa kehitettäessä tarpeellisena, koska kolmiokuormat voidaan aina korvata riittävän tarkasti viiva- tai pintakuormilla.



KUVA 46. Viiva- ja pintakuormien syöttäminen.

10.4 KUTISTUMA JA VIRUMA

Kutistuman ja viruman laskemiseksi suunnittelija antaa rakenteeseen vaikuttavista ympäristöolosuhteista riippuvat perusarvot.

**** KUTISTUMINEN ****		
Ymp. olosuht.	Suht. kost. (%)	Ecs0
Vesi	100	0.00
Hyvin kostea ilma	90	0.15
Ulkoilma	70	0.25
Kuiva ilma	40	0.45
Loppukutistuman perusarvo Ecs0 = 0.45 ←		

KUVA 47. Kutistumisen perusarvon valinta.

**** VIRUMINEN ****		
Ymp. olosuht.	Suht. kost. (%)	Fi0
Vesi	100	1.00
Hyvin kostea ilma	90	1.50
Ulkoilma	70	2.00
Kuiva ilma	40	3.00
Virumaluvun perusarvo Fi0 = 3 ←		

KUVA 48. Viruman perusarvon valinta.

10.5 PUNOSGEOMETRIA

10.5.1 TASAPAINOTETTAVA KUORMITUS

Tasapainotettavan kuormituksen suuruus on helppo mieltää suhteessa rakenteen omaan painoon. Antamalla näiden kahden suureen suhdeluku, saadaan alkuolet-tamus korvauskuorman suuruudesta. Tätä alkuolettamusta voidaan sitten jälkeen-päin tarkentaa, kun laskennan edistyessä nähdään millaisia vaatimuksia korvaus-kuorman suuruudelle tulee asettaa optimaaliseen mitoitukseen pyrittäessä.

****** TASAPAINOTETTAVA KUORMITUS ******

Tasapainotettavan kuormituksen ja omanpainon suhde? : 1.2 ←

KUVA 49. Tasapainotuskertoimen valinta.

10.5.2 MITOITTAVA KENTTÄ

Suunnittelijalle on hyvä varata mahdollisuus päättää minkä kentän mukaan mitoitus tapahtuu, sillä näin voidaan helpommin kontrolloida rakenteen koko-naistaloudellisuutta.

****** MITOITTAVA KENTTÄ ******

Haluatko antaa mitoittavan kentän? (K/(E)) : E

KUVA 50. Mahdollinen mitoittavan kentän valinta.

10.5.3 PURISTUSJÄNNITYS LAATASSA

Rakenteessa vaikuttavan puristusjännityksen suuruuden arviointi on keskeisessä osassa jännitetyn rakenteen mitoituksessa. Tästä johtuen on suunnittelijalla oltava selkeä kuva rakenteen normaalijännityksen suuruudesta eri kohdissa rakennetta. Tulostamalla rakenteen eri kohdissa vaikuttavien normaalijännitysten suuruudet, annetaan suunnittelijalle selkeä kuva jännepunosten aiheuttamista puristusjännityksistä.

****** BETONIJÄNNITYKSEN TARKISTUS ******

Punoksien kokonaismäärä on 18

Betonin keskimääräinen jännitys kentittäin:

1	1.20 N/mm ²
2	1.24 N/mm ²
3	1.20 N/mm ²
4	1.15 N/mm ²

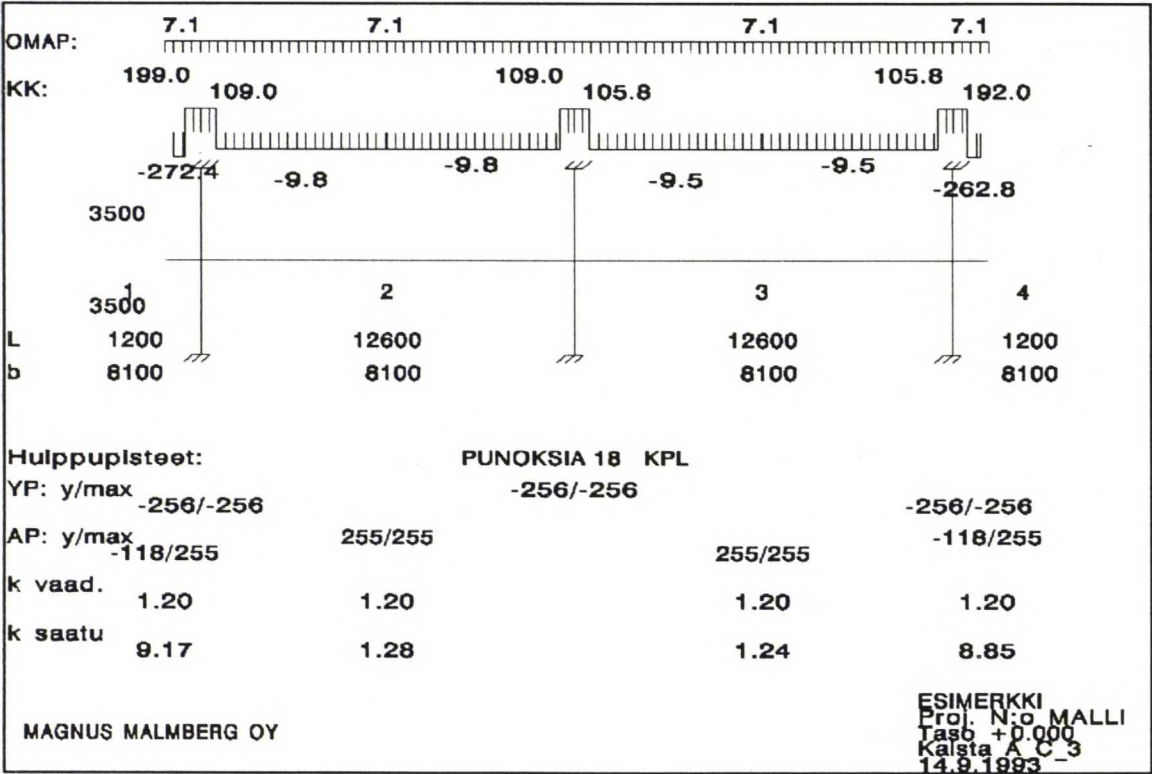
Jännitys on joka paikassa > 1 N/mm² --> OK

KUVA 51. Puristusjännitys vaakarakenteessa.

10.5.4 PUNOSGEOMETRIAN MUOKKAUS

Kun ohjelma on iteraation kautta löytänyt tarvittavan punosmäärän, tulee suunnittelijalla olla mahdollisuus punosten geometrian muokkaamiseen kentittäin. Näin mahdollistetaan optimaalisen korvauskuorman suunnittelemisen koko rakenteseen, eikä vain mitoittavaan kenttään. Samalla voidaan yhtenäistää eri kenttien punosgeometrioita, jolloin työmaalla tarvitaan pienempi valikoima punoksien tukemiseen tarvittavia pukkeja.

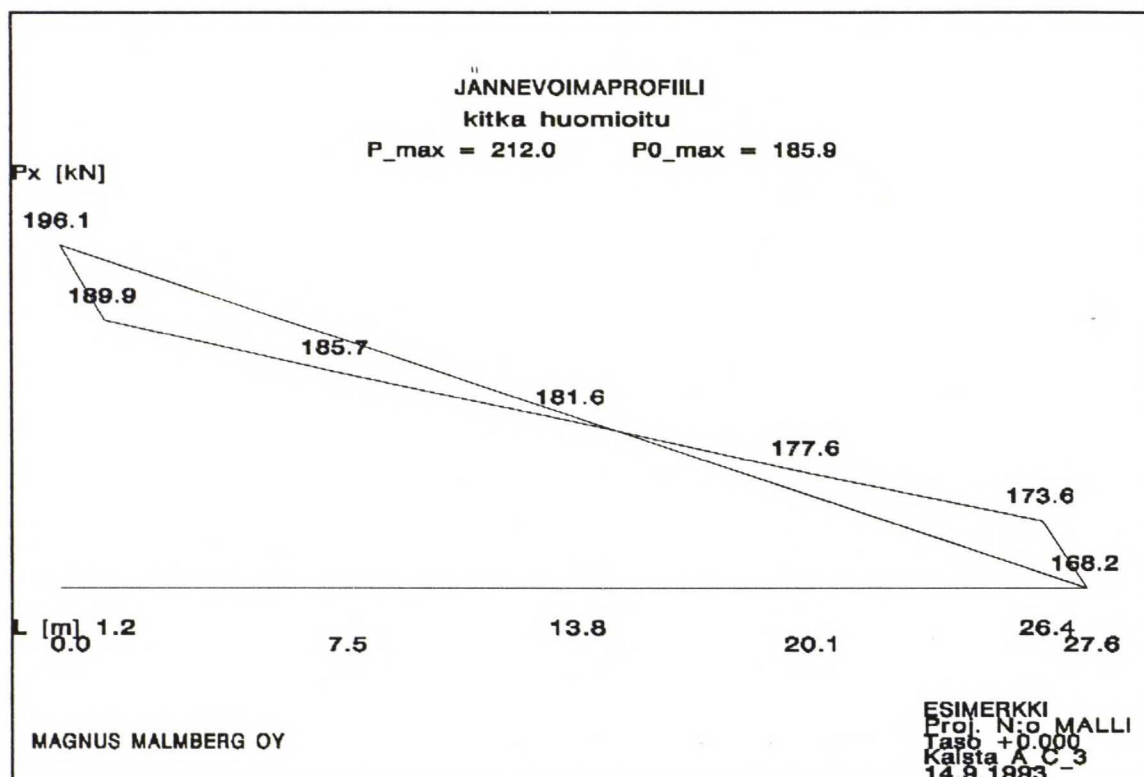
Punoksen geometriaa voidaan yksinkertaisesti muuttaa antamalla punoksen sijainti tuella tai kentässä, jolloin ohjelma laskee punoksen geometrian määrittävät parametrit uudelleen.



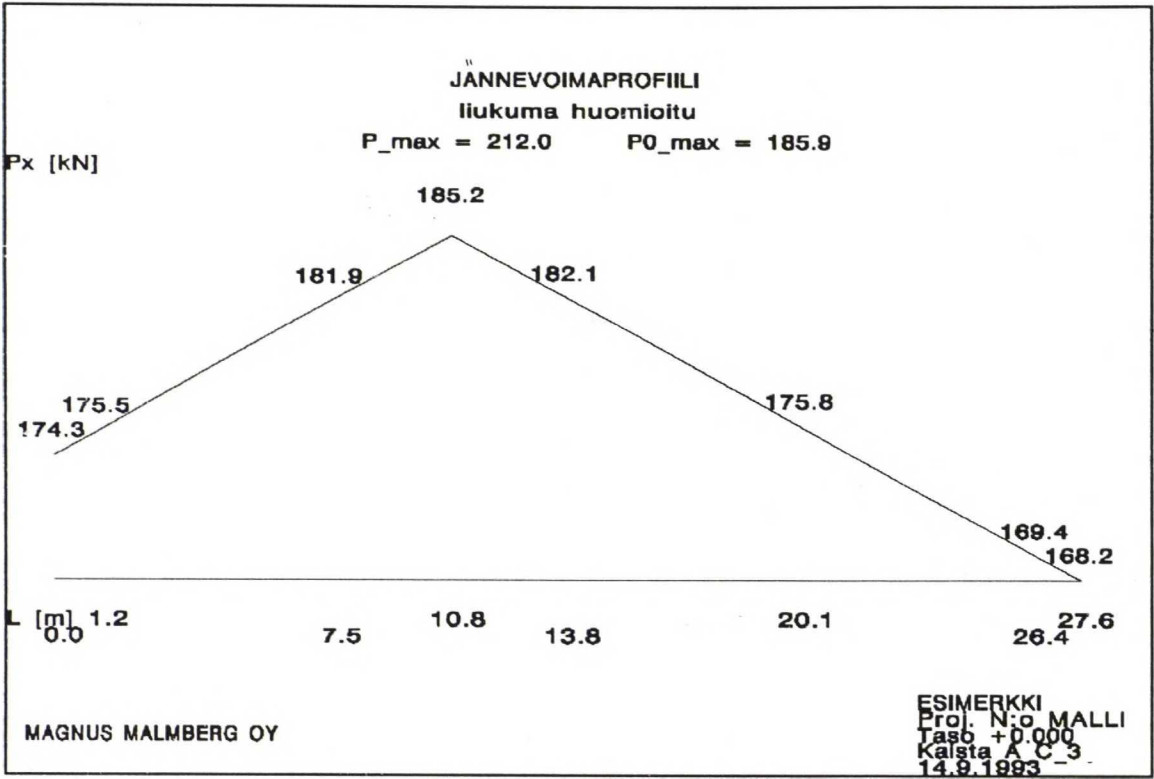
KUVA 52. Punosgeometrian muokkaus.

10.6 JÄNNEVOIMAPROFIILI

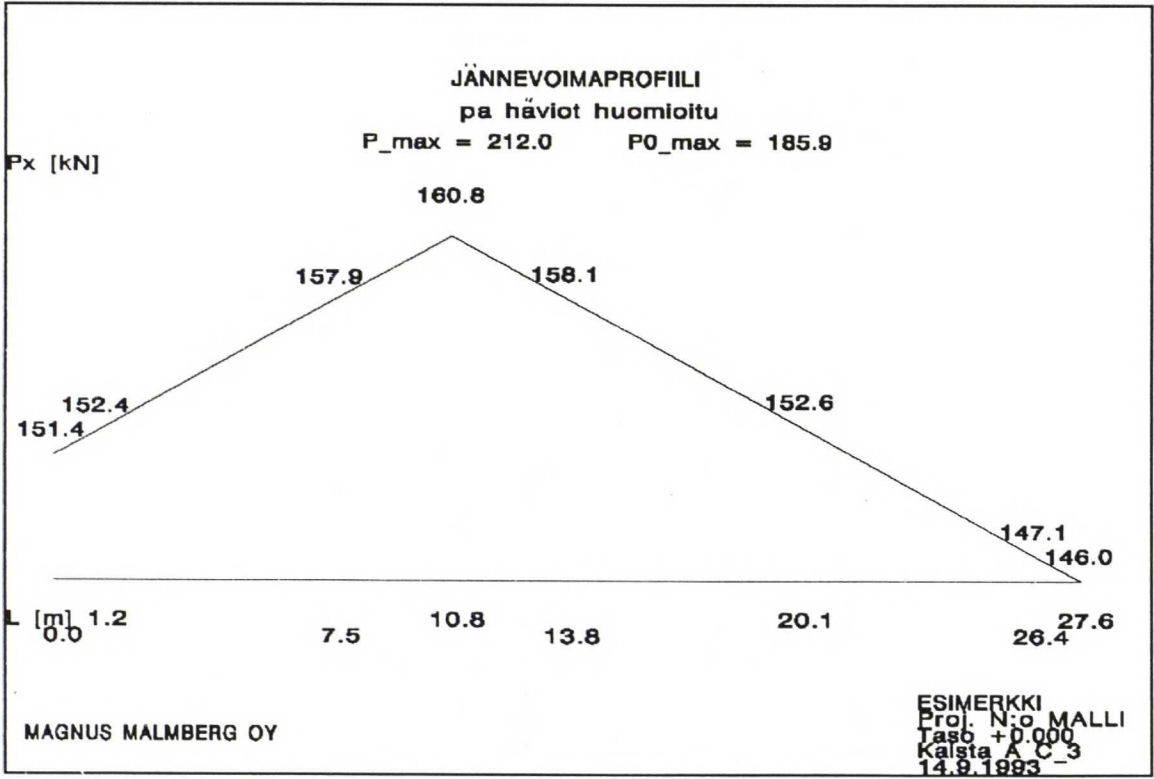
Jännevoimaprofiilista suunnittelija näkee jännevoiman jakaantumisen koko rakenteessa. Profiilit tulee tulostaa jännittämishetkeä, laukaisun jälkeistä tilaa ja pitkäaikaisten häviöiden tapahtumisen jälkeistä tilaa vastaavina ajankohtina. Näitä kolmea jännevoimaprofiilia tutkimalla suunnittelija tietää aina riittävän tarkasti jännevoiman suuruuden eri poikkileikkauksissa eri aikoina.



KUVA 53. Jännevoimaprofiili jännityshetkellä (kitkan vaikutus on huomioitu).



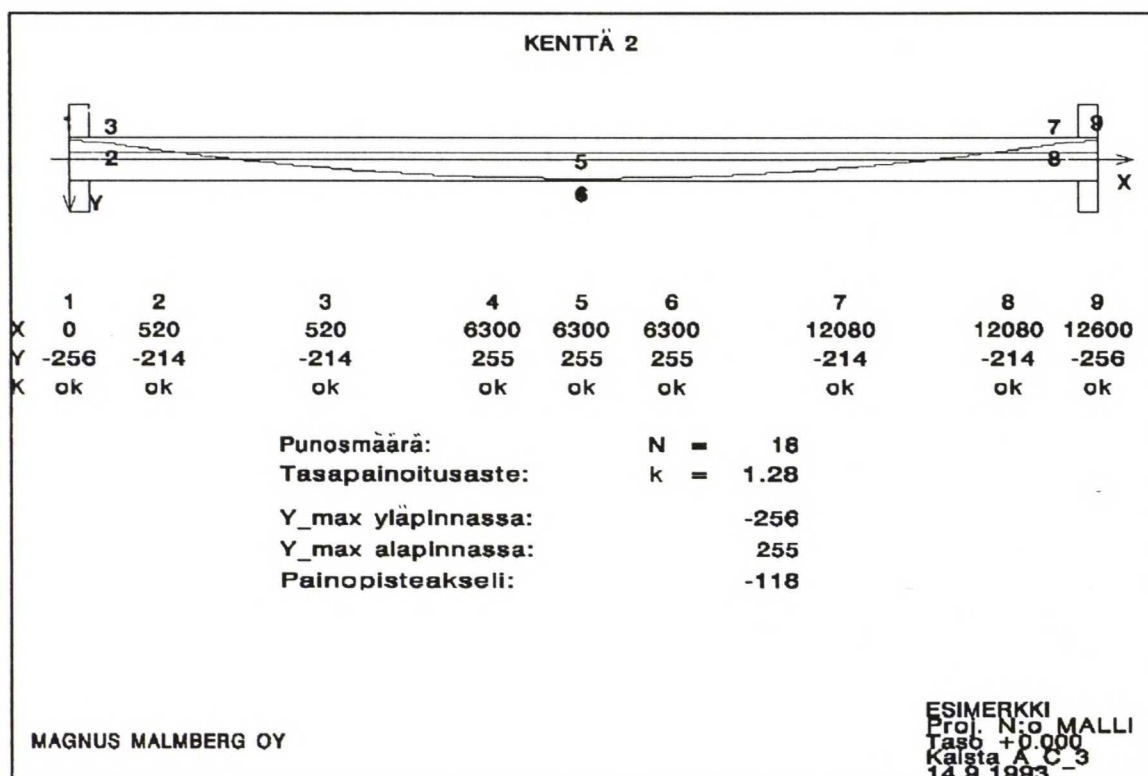
KUVA 54. Jännevoimaprofiili laukaisun jälkeen.



KUVA 55. Jännevoimaprofiili pitkäaikaisten häviöiden jälkeen.

10.7 PUNOSTEN GEOMETRIA KENTITTÄIN

Tarkastelemalla jännepunoksen kulkua kussakin kentässä erikseen, suunnittelija voi varmistua suunnitelmansa toteuttamiskelpoisuudesta ja samalla siitä, että punos todella kulkee hänen aikomallaan tavalla rakennemallissa.



KUVA 56. Punosten geometria eräässä kentässä.

10.8 TOIMIVA LEVEYS

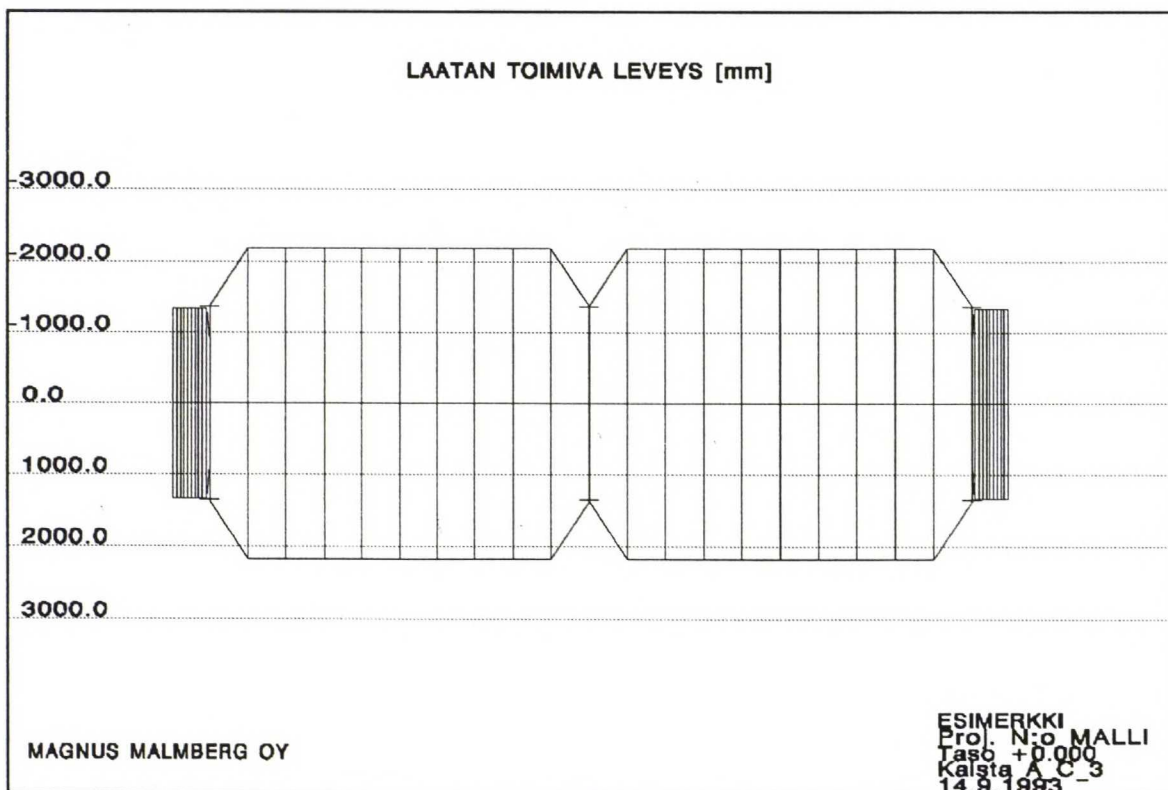
Rakenteen toimivan leveyden rajoittaminen on parasta suorittaa automaattisesti kirjallisuudessa annettujen ohjeiden mukaisesti (8). Käyttäjällä on kuitenkin oltava mahdollisuus rajoittaa toimivaa leveyttä annettuja ohjeitakin pienemmäksi. Tarvetta tällaiseen menettelyyn ilmenee esimerkiksi, kun palkkikaistan viereen halutaan tehdä reikiä.

****** TOIMIVAN LEVEYDEN MAKSIMIARVO ******

Anna -1, jos koko poikkileikkaus on toimiva

Anna laipan toimivan leveyden maksimiarvo: -1 ←

KUVA 57. Toimivan leveyden antaminen.



KUVA 58. Rakenteen toimiva leveys.

10.9 LAUKAISURAJATILA

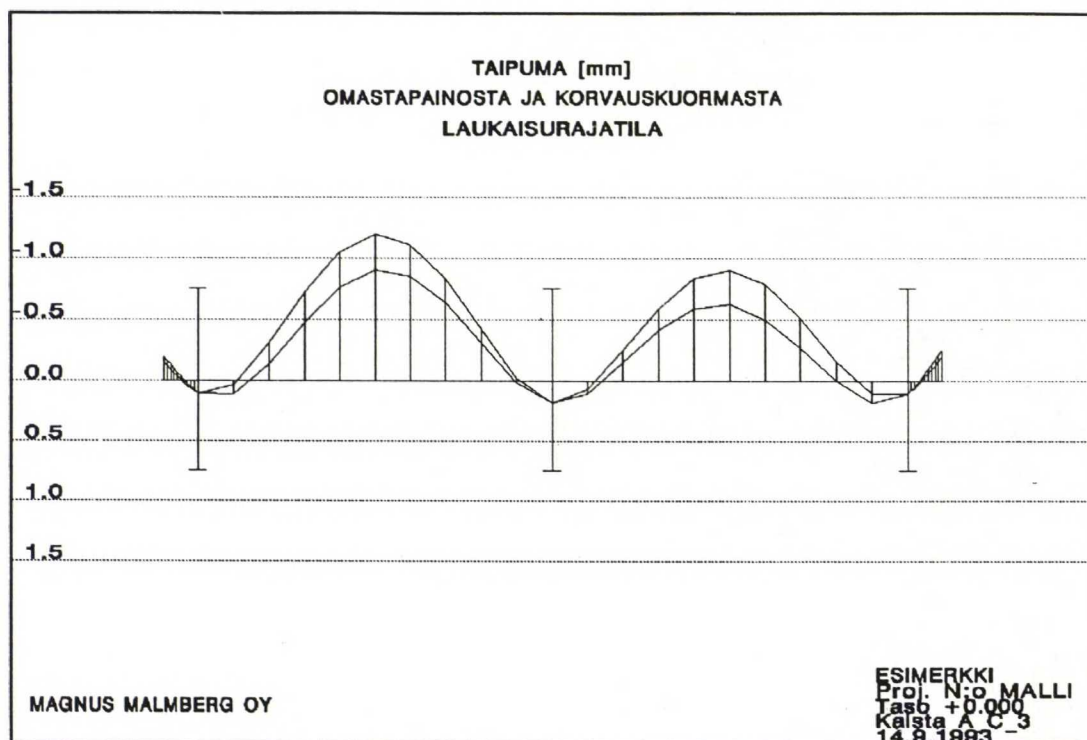
10.9.1 YLEISTÄ

Varsinkin kohteissa, joissa on rakenteen omaan painoon nähden suuret hyötykuormat, joudutaan usein käyttämään suurta tasapainotuskerrointa. Tällöin laukaisurajatilán mitoitus saattaa antaa jännitys jakauman, joka on otettava huomioon rakenteen mitoituksessa. Erityistä huomiota vaativia alueita ovat kenttien yläpinnat ja tukialueiden alapinnat. Siirtymien tulee myös laukaisurajatilassa olla sallituissa rajoissa ja rakenteen halkeiluun tulee kiinnittää erityistä huomiota.

Laskentaa suoritettaessa betonin lujuutena käytetään lujuutta laukaisuhetkellä. Rakennetta kuormittavat omanpainon lisäksi vain jännepunoksista aiheutuvat kuormitukset. Jännepunoksista aiheutuvat kuormitukset lasketaan jännepunoksissa heti laukaisun jälkeen vaikuttavista voimista, eli pitkäaikaiset häviöt eivät ole vielä pienentämässä jännevoimia.

10.9.2 TAIPUMA

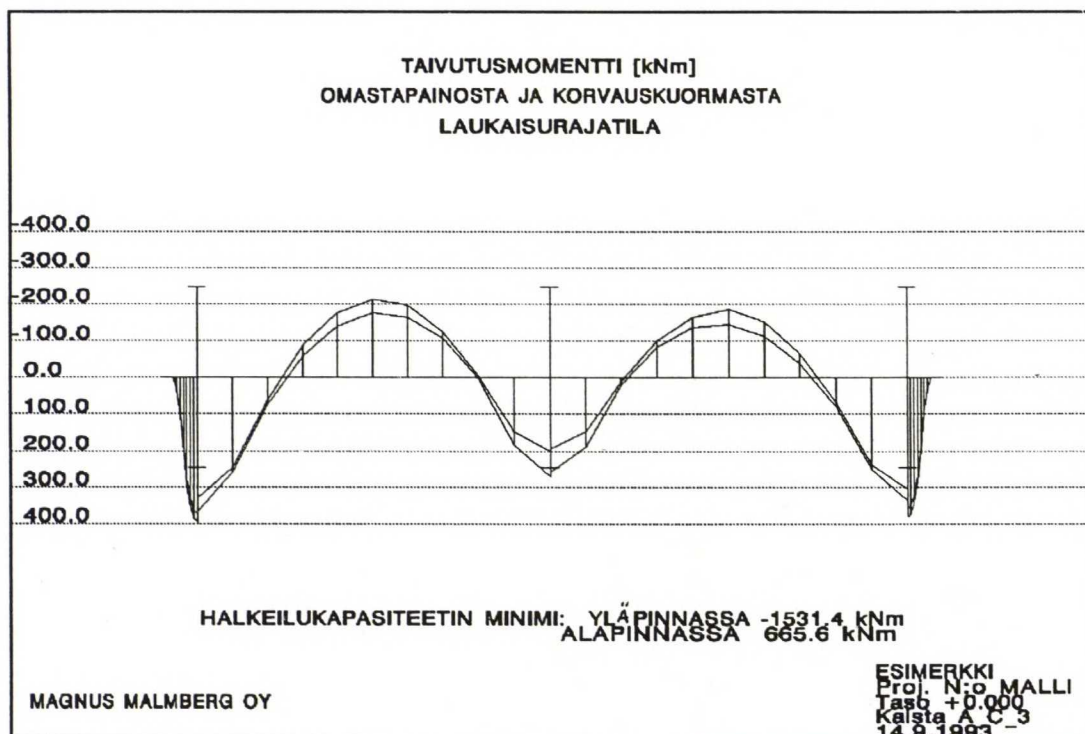
Laukaisurajatilan taipumaa tutkimalla, suunnittelija voi varmistua jännepunosten laukaisun jälkeisen tilan siirtymien suuruudesta.



KUVA 59. Rakenteen taipuma laukaisurajatilassa.

10.9.3 TAIVUTUSMOMENTTI

Tutkimalla rakenteeseen kohdistuvia taivutusmomentteja ja vastaavilla kohdilla laskettuja halkeilukapasiteetteja, saadaan tietoa rakenteen halkeilusta ja mahdollisesta raudoitustarpeesta. Halkeilukapasiteetteja laskettaessa on käytettävä betonin tarkasteluhetken mukaista laskentalujuutta.



KUVA 60. Taivutusmomenttijakauma laukaisurajatilassa.

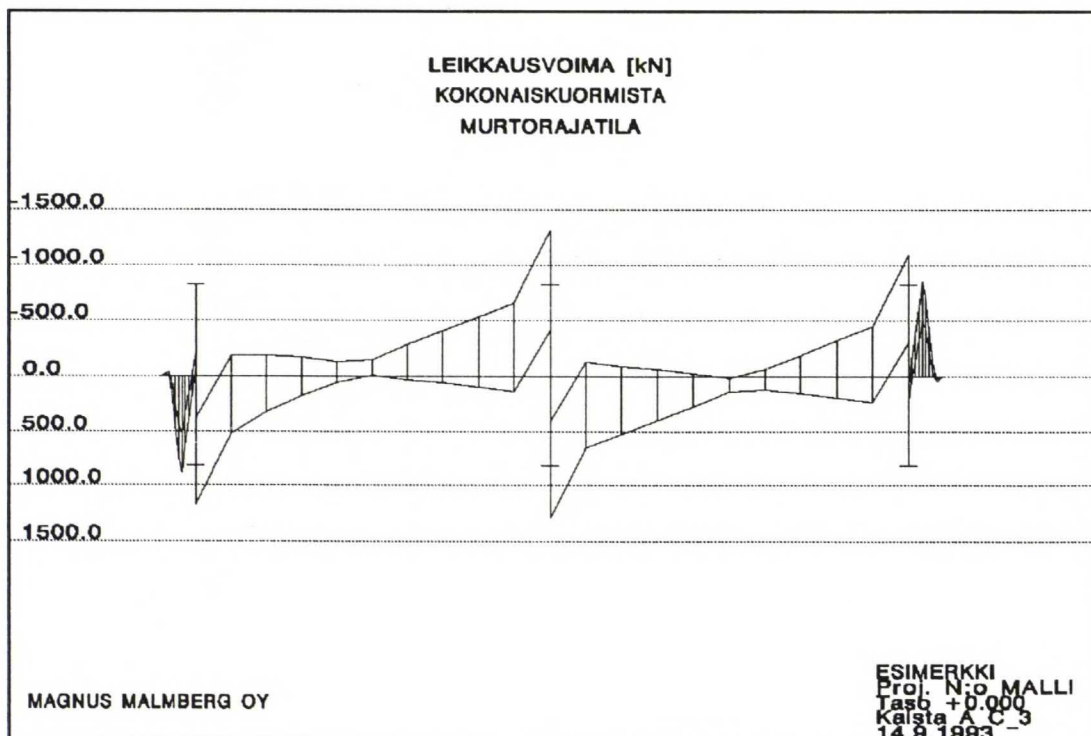
10.10 MURTORAJATILA

10.10.1 YLEISTÄ

Murtorajatilatarkastelun tarkoituksena on määrittää rakenteeseen tarvittava raudointus ja samalla koko rakenteen toteutuskelpoisuus. Rakenteen kapasiteetin ylitykset tulee tulostaa selkeästi myös raudoituskuviin, jotta välttyttäisiin virheiltä raudoituspiirustusten laadinnassa.

10.10.2 LEIKKAUSVOIMA

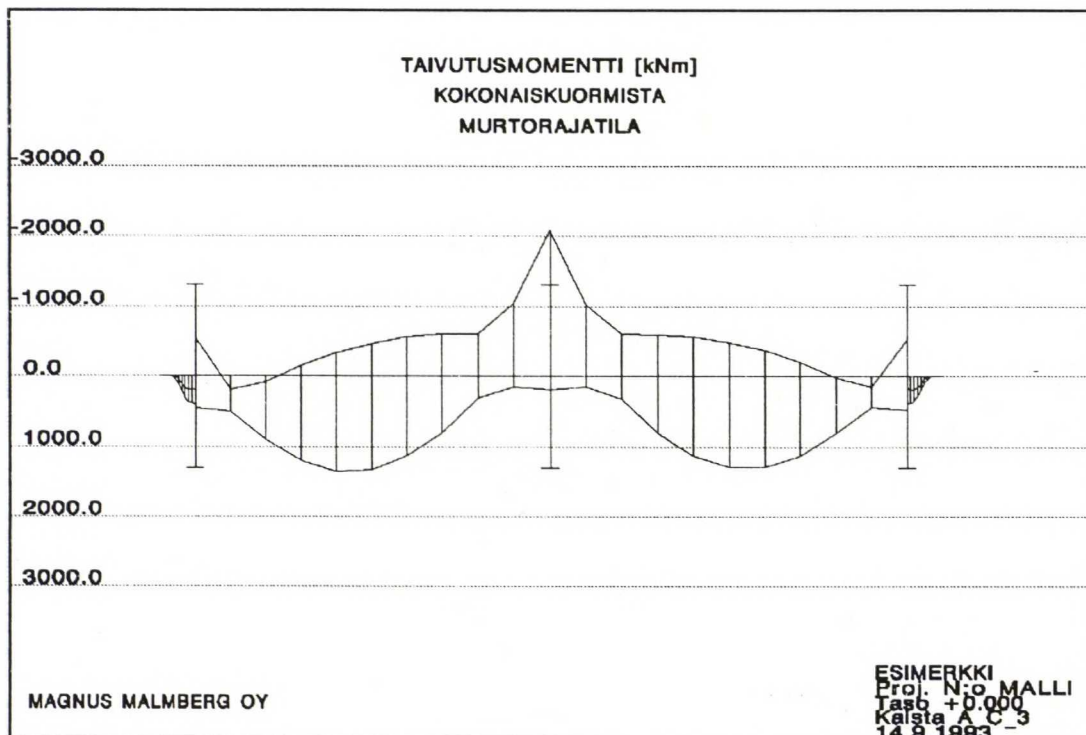
Rakenteessa vaikuttavan leikkausvoiman suuruus tarvitaan sekä varsinaisen leikkausraudoituksen, että laippojen leikkausraudoituksen laskentaan. Leikkausvoiman tarvitseman raudoituksen lisäksi suunnittelijan tulee olla selvillä myös siitä, että suurinta rakenteelle sallittua leikkausvoimaa ei ylitetä.



KUVA 61. Leikkausvoimapinta murtorajatilassa.

10.10.3 TAIVUTUSMOMENTTI

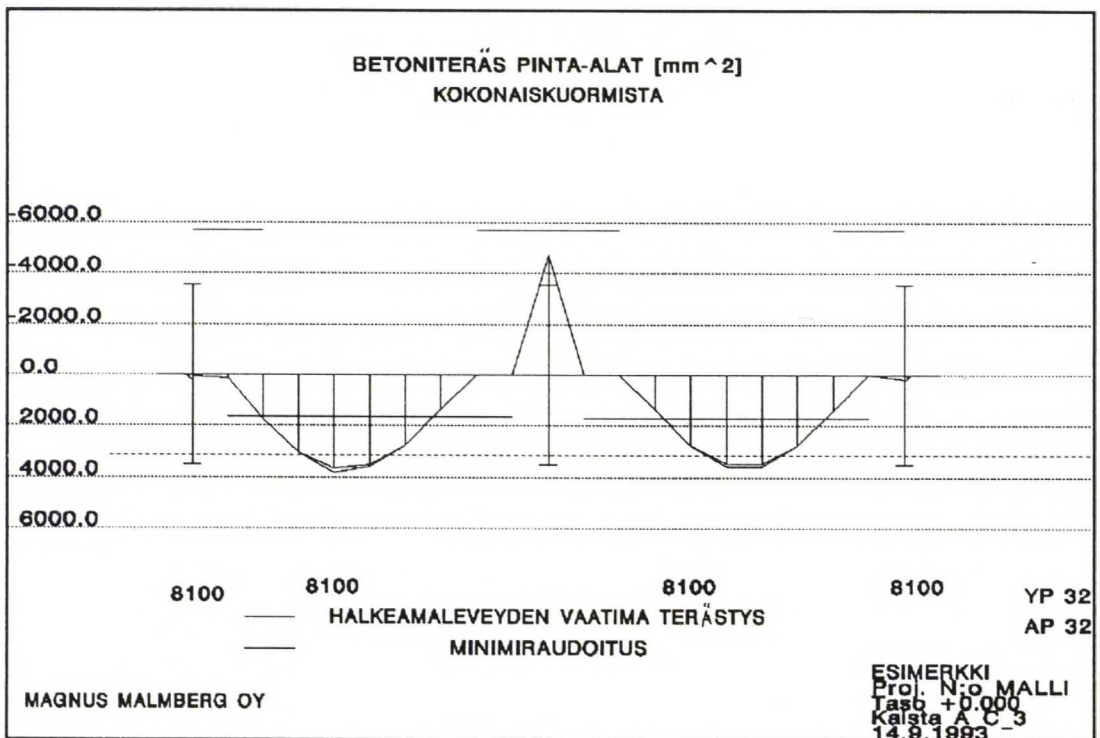
Momenttipintaa tarkastelemalla suunnittelija saa kuvan rakenteen yleisestä kuormitustilasta. Pilareiden kohdalla esiintyvät momenttipiikit on hyvä esittää redusoiduina, vaikka niitä raudoituslaskelmissa redusoidaisiinkin. Näin suunnittelijalla on mahdollisuus nähdä momentin teoreettinen jakaantuminen.



KUVA 62. Taivutusmomenttipinta murtorajatilassa.

10.10.4 VETOTERÄKSET

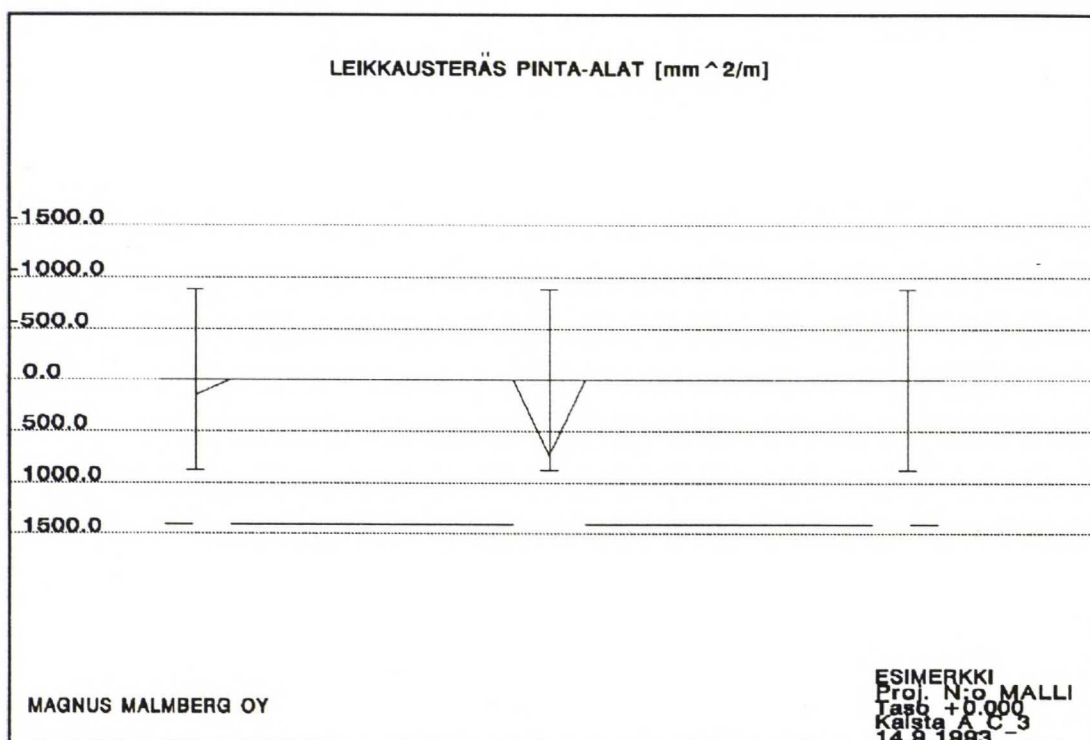
Rakenteen raudoituspiirustusten laatimisen kannalta rakenteen vetoteräket esittävä tuloste on keskeisessä osassa. Kuvasta tulee käydä ilmi tarvittavan teräksen kokonaismäärä eri poikkileikkauksissa, laskennassa käytetty terästen koko sekä kappalemäärä. Lisäksi kuvasta on voitava katsoa terästen likimääräiset pituudet. Myös betoninormien vaatima minimirauditus on hyvä esittää tässä kuvassa, jolloin se ei jää huomiotta raudoituspiirustusta laadittaessa.



KUVA 63. Vetoteräspinta-alat rakenteen ylä- ja alapinnassa.

10.10.5 LEIKKAUSTERÄKSET

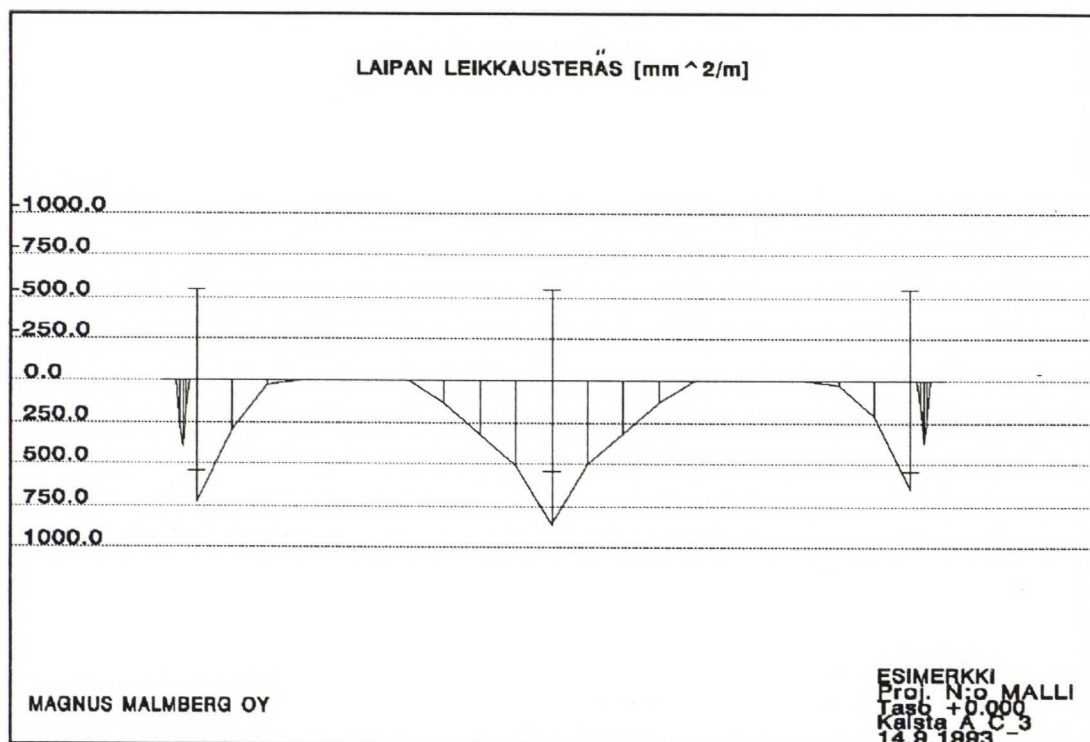
Samoin kuin vetoteräksiä esittävässä kuvassa on myös leikkausterästen esityksessä kiinnitettävä erityistä huomiota kuvan helppoon luettavuuteen ja raudoituspaiutuksen laatimista mahdollisimman paljon helpottavaan ilmaisumuotoon. Käytännössä on osoittautunut riittäväksi ilmoittaa vain tarvittava leikkausterästen kokonaismäärä kussakin laskentapoikkileikkauksessa. Leikkaushaaran dimensio ja leikkeisyys jäävät näin ollen suunnittelijan tapauskohtaisesti harkittavaksi.



KUVA 64. Leikkausteräspinta-alat.

10.10.6 LAIPAN LEIKKAUSTERÄKSET

Laipan leikkausteräket esitetään erikseen molemmille laipoille, sillä poikkisuunnan jännemitan vaihdellessa myös vaadittava leikkausteräsmäärä vaihtelee. Teräsmäärät on helpointa ilmoittaa neliömillimetreinä metriä kohden, jolloin suunnittelijan harkittavaksi jää teräksen koko ja sen valinnasta riippuva jakoväli.



KUVA 65. Laipanleikkausteäspinta-alat molemmissa laipoissa.

10.11 KÄYTTÖRAJATILA

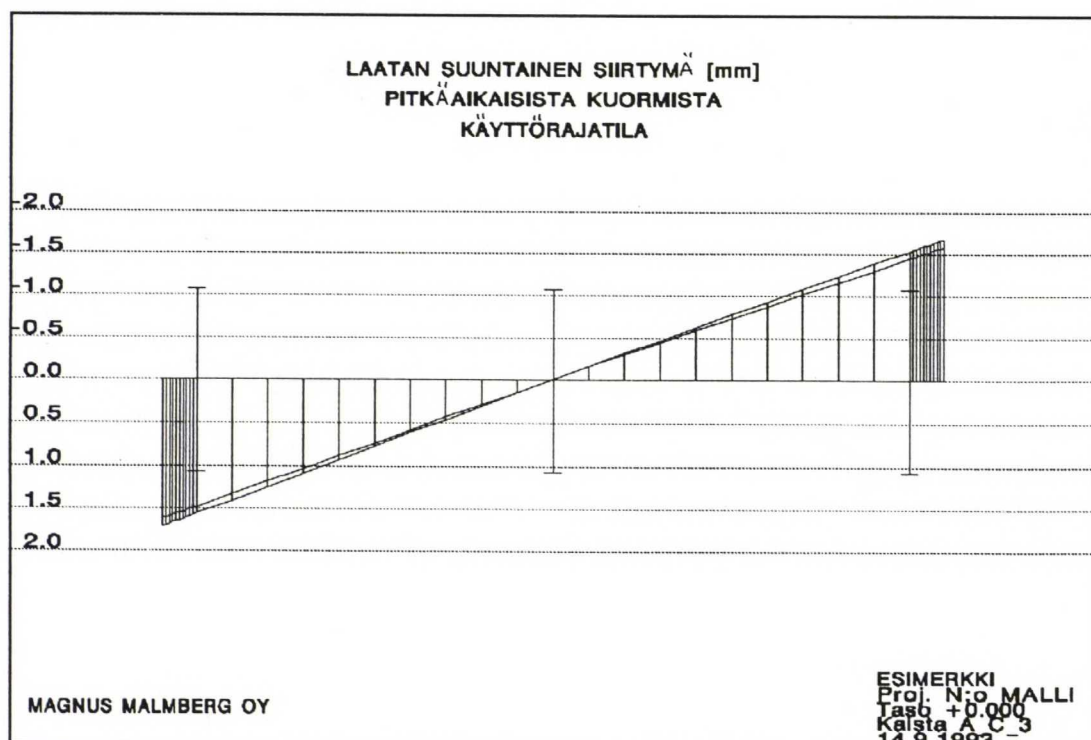
10.11.1 YLEISTÄ

Käyttörajan laskentatuloksia tarkasteltaessa tulee huomio kiinnittää halkeilun esiintymiseen ja taipuman suurimman arvon suuruusluokkaan. Myös rakenteen vaakasuuntainen siirtymä on tarkistettava, jotta rakenteella on riittävät liikemahdollisuudet. Näin vältetään turhilta halkeamilta.

10.11.2 PITKÄAIKAISET KUORMAT

10.11.2.1 VAAKASIIRTYMÄT

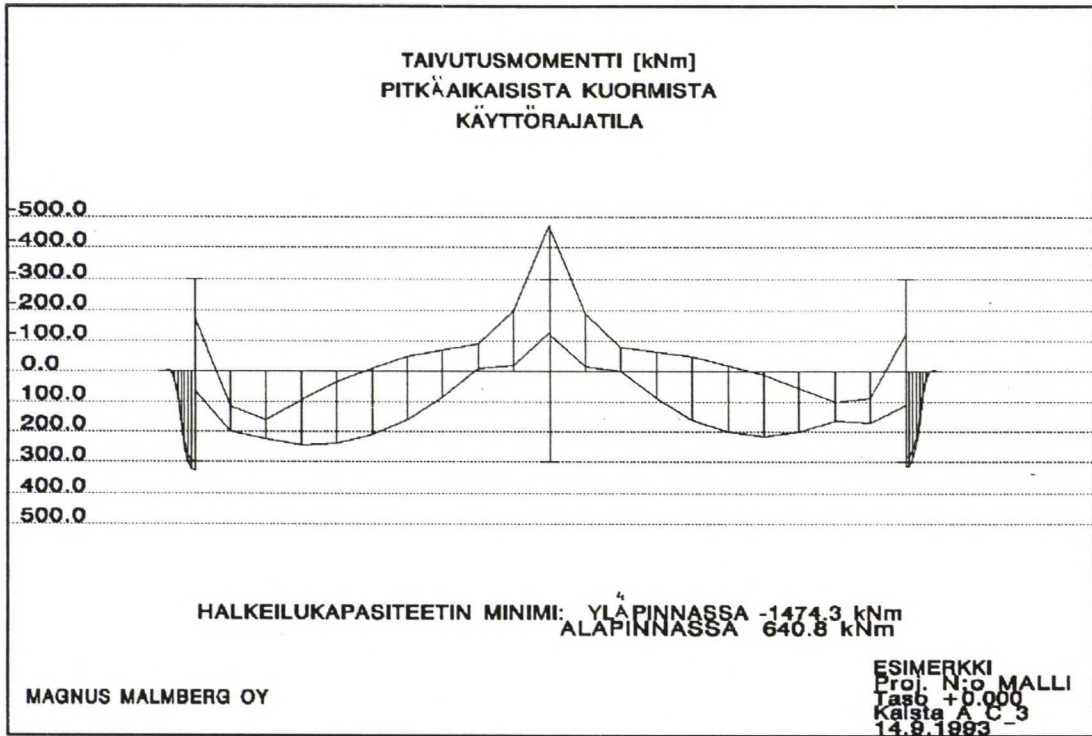
Suunnittelija tarkistaa vaakasuuntaisen liikkeen suuruuden ja suunnittelee jännitettävään rakenteeseen liittyvät rakenteet siten, että liike voi tapahtua rakenteen halkeilematta.



KUVA 66. Rakenteen vaakasuuntaiset siirtymät.

10.11.2.2 TAIVUTUSMOMENTTI

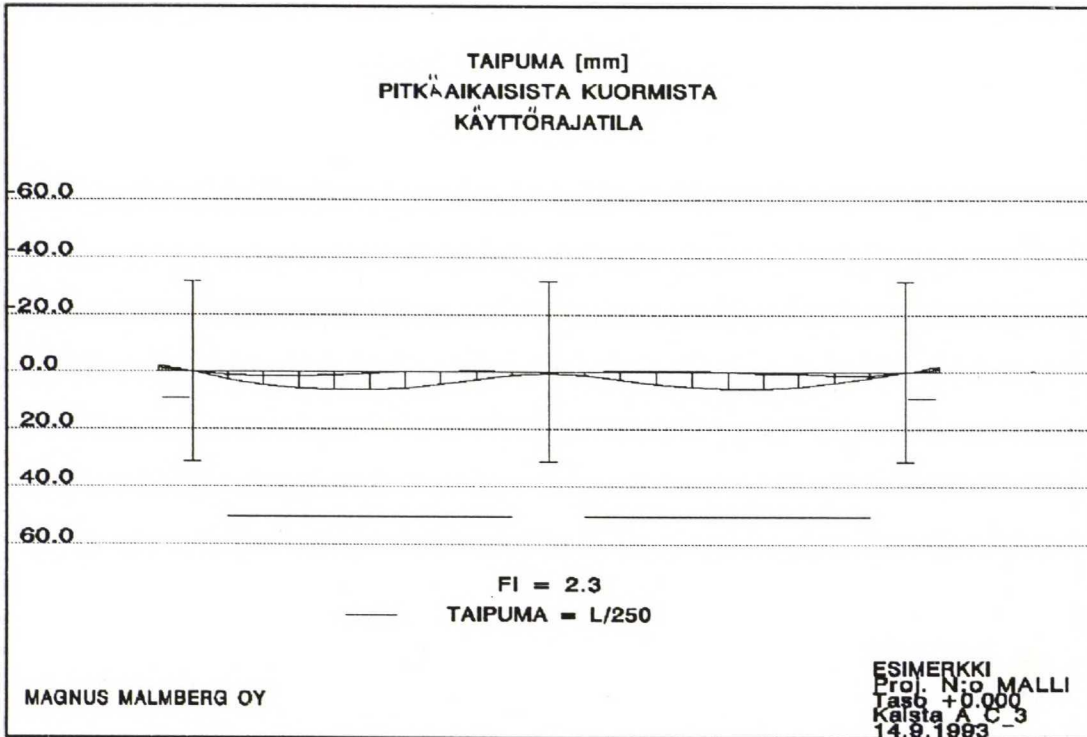
Taivutusmomentteja halkeamakapasiteetteihin vertaamalla suunnittelija pystyy tutkimaan pitkäaikaisten kuormien aiheuttaman halkeilun esiintymistä.



KUVA 67. Pitkäaikaisista kuormituksista aiheutuva taivutusmomentti.

10.11.2.3 PYSTYSIIRTYMÄT

Rakenteen taipuma pitkäaikaisista kuormista on hyvin oleellinen tieto suunnittelijalle rakenteen käyttökelpoisuutta punnittaessa. Suurimman sallitun taipuman esittäminen viivalla samassa kuvassa laskettujen taipumien kanssa helpottaa taipuman suuruuden merkityksen arviointia.

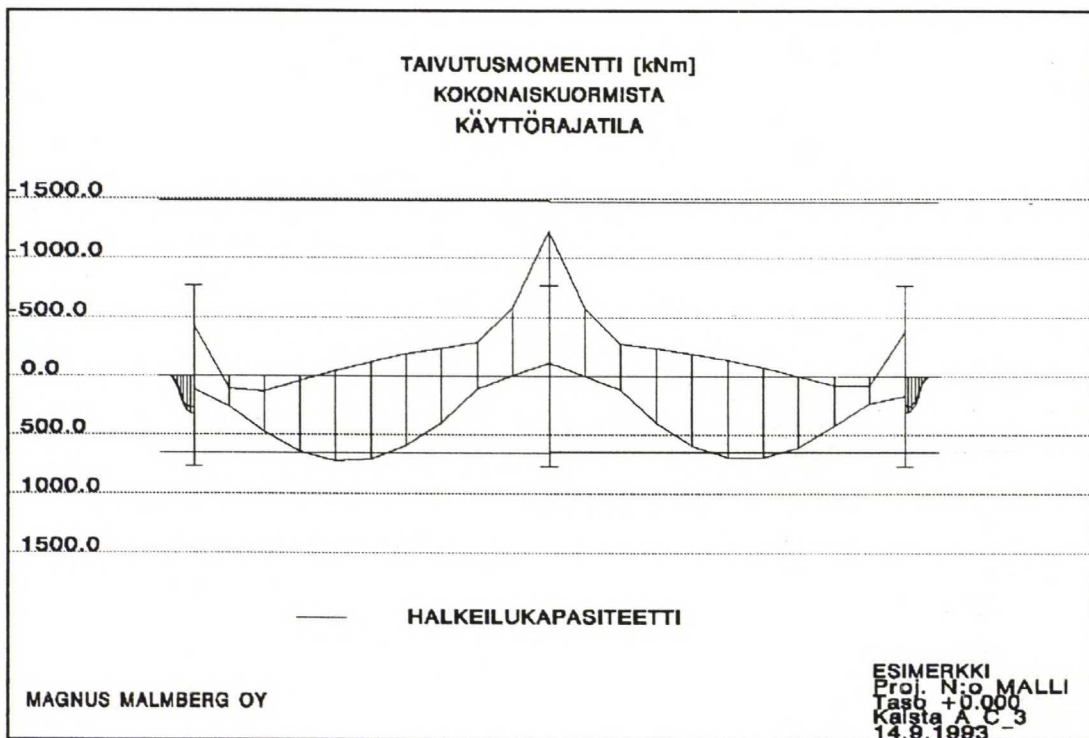


KUVA 68. Pitkäaikaisista kuormituksista aiheutuva taipuma.

10.11.3 KOKONAISKUORMAT

10.11.3.1 TAIVUTUSMOMENTTI

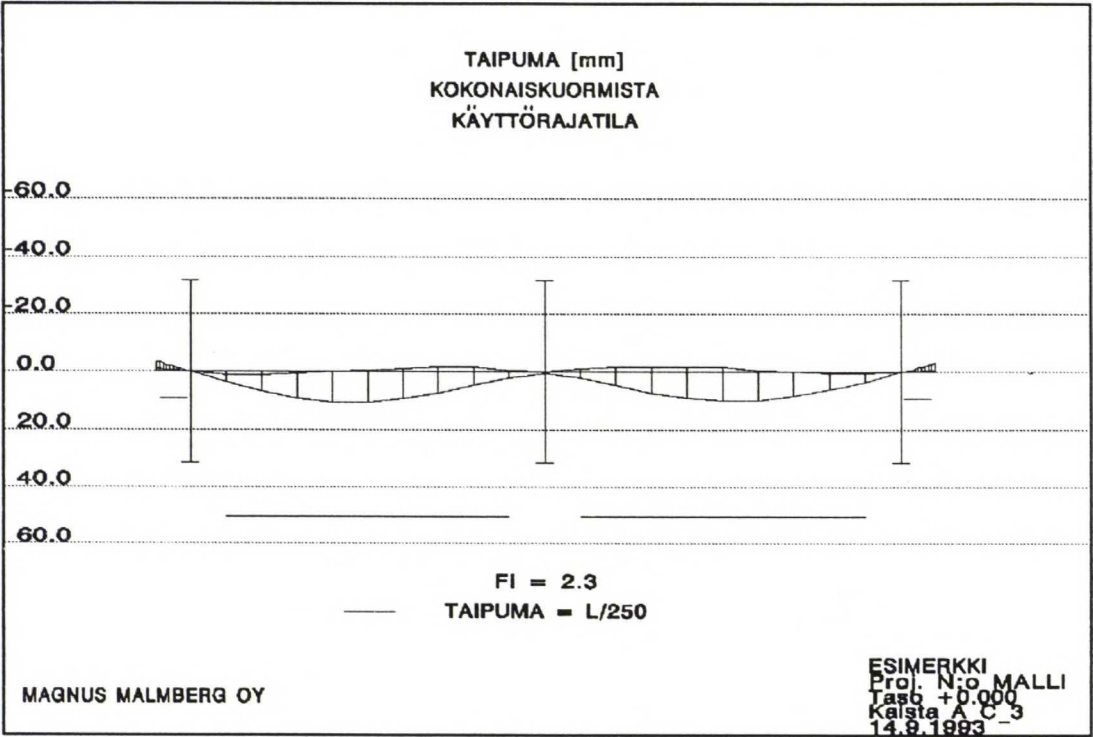
Käyttörajan tilan kokonaiskuormien aiheuttaman taivutusmomenttipinnan ja halkeamakapasiteettien graafinen tarkastelu mahdollistaa nopean ja suhteellisen tarkan analyysin tekemisen rakenteen halkeilusta. Tosin vasta halkeamien koon laskenta antaa lopullisen varmuuden rakenteen käyttökelpoisuudesta, mikäli halkeamia esiintyy.



KUVA 69. Käyttörajan tilan taivutusmomenttipinta kokonaiskuormituksesta ja halkeilukapasiteetit.

10.11.3.2 PYSTYSIIRTYMÄT

Rakenteen taipuman vertaaminen suurimpaan sallittuun taipumaan graafisesti antaa selkeän kuvan halkeilemattoman rakenteen käyttäytymisestä. Halkeilleen rakenteen käyttökelpoisuuden arviointi tulee suorittaa vasta, kun halkeilleen rakenteen taipumat on laskettu.



KUVA 70. Rakenteen taipuma käyttörajatilassa kokonaiskuormista.

10.11.4 HALKEILLEEN RAKENTEEEN TAIPUMA

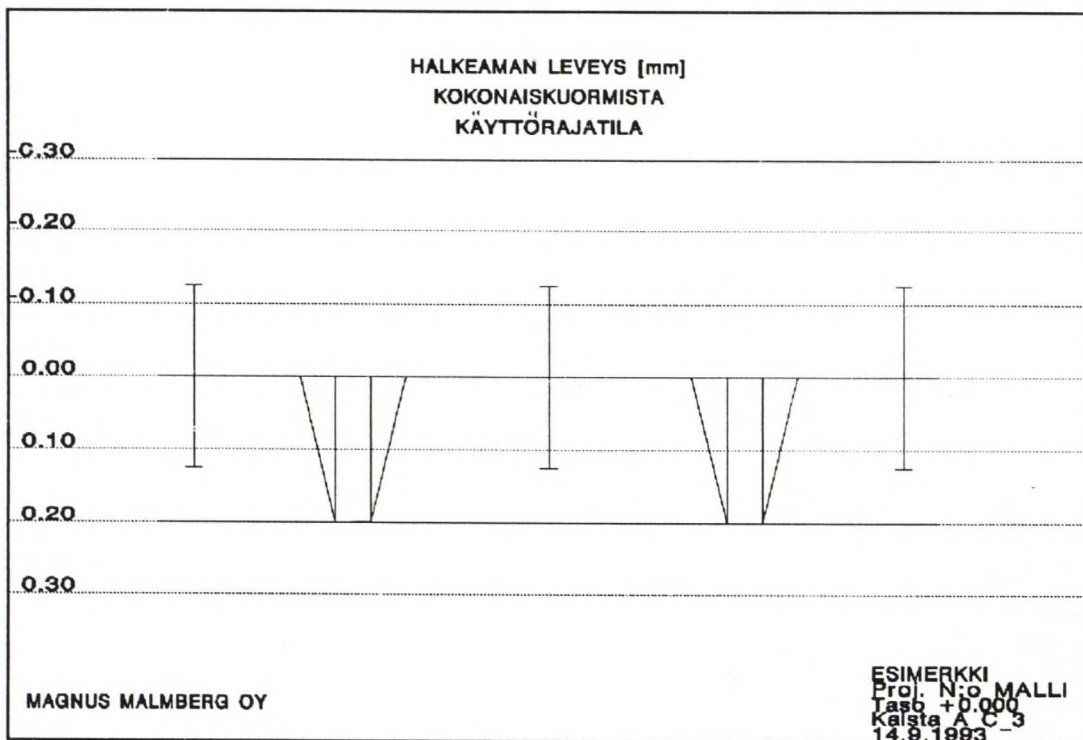
Suunnittelijalle annetaan arvio halkeilleen rakenteen suurimmasta taipumasta ja taipuman suuruus verrattuna tarkasteltavan kentän jänneväliin.

**** MAKSIMI TAIPUMA ****									
kenttä	f ₀		u _v	Kef/EI		pilari kaista	poikki-		L/f
	min	max		kenttä	u _o		suunta	yhteensä	
2	-0.9	10.3	1.0	0.9	1.0	10.4	0.0	10.4	1214
3	-1.5	9.7	1.0	0.9	1.0	9.6	0.0	9.6	1309

KUVA 71. Halkeilleen rakenteen taipumat.

10.11.5 HALKEAMAN LEVEYS

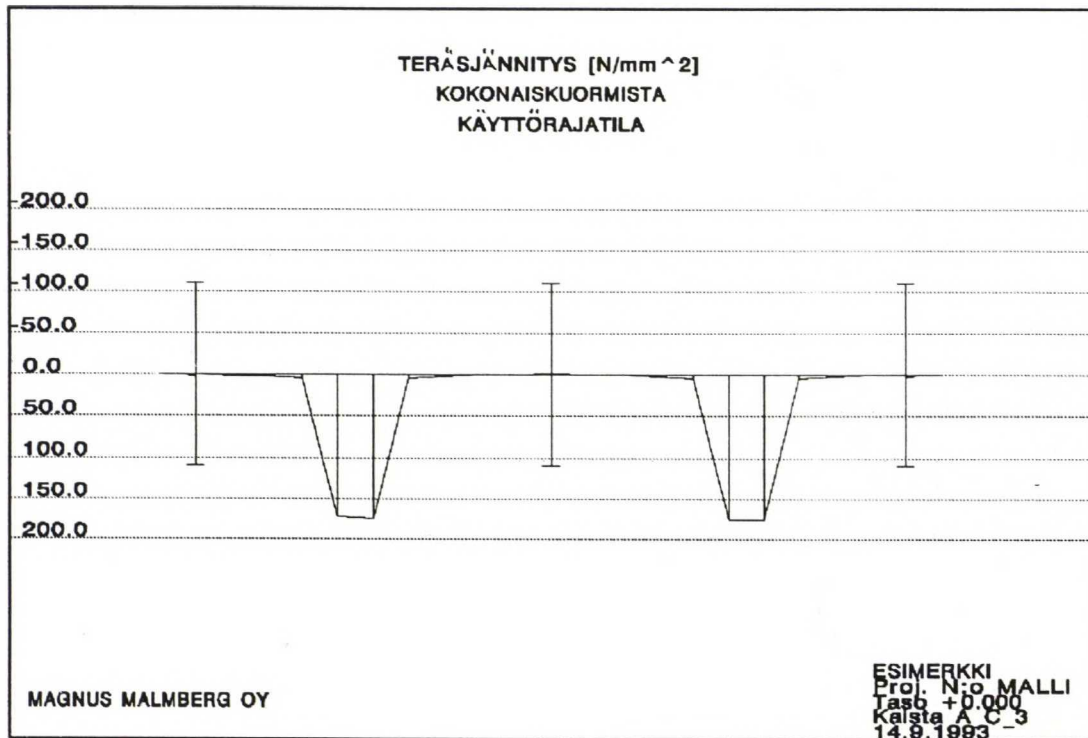
Eri tarkastelukohdissa lasketut halkeaman leveydet antavat suunnittelijalle lopullisen varmuuden rakenteen käyttökelpoisuudesta vaadituissa olosuhteissa.



KUVA 72. Halkeamien leveys käyttörajatilassa.

10.11.6 VETOTERÄSTEN JÄNNITYS

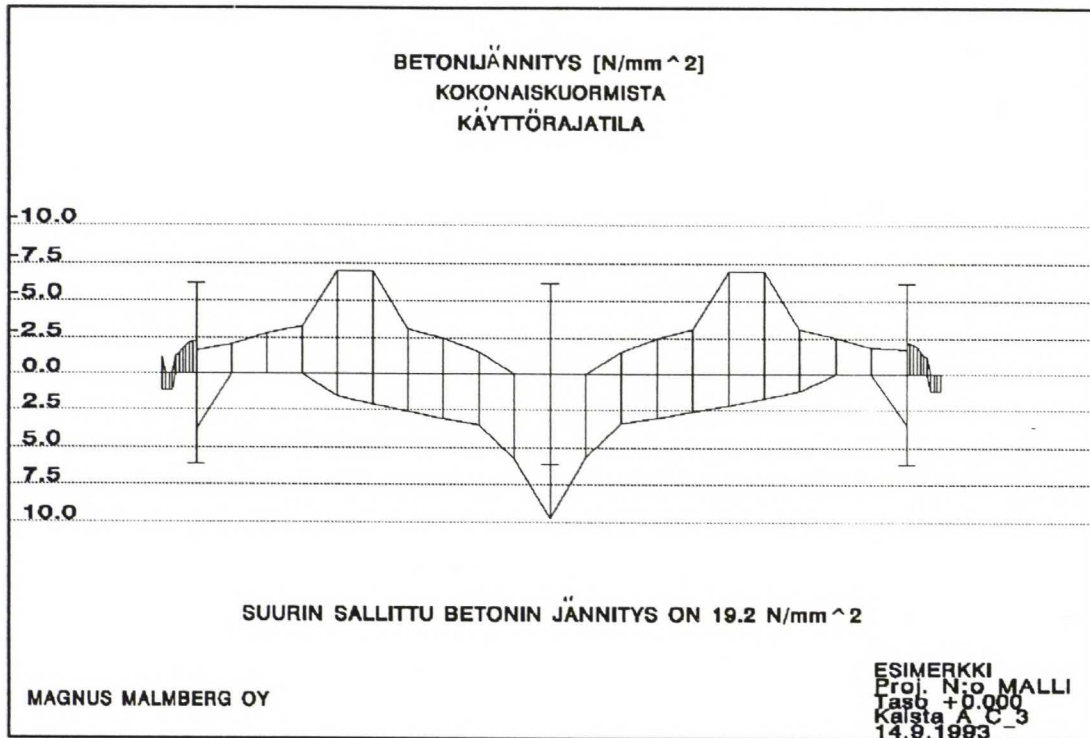
Vetoteräksissä vaikuttavaa jännitystä tarkastelemalla saadaan hyvä kokonaiskuva rakenteen kuormitustilasta.



KUVA 73. Vetoterästen jännitykset käyttörajatilassa.

10.11.7 BETONIN JÄNNITYS

Betonijännityksen maksimi-arvoja tarkkailemalla voidaan tarkastaa, että käyttörajatilassa jännitykset pysyvät sellaisella tasolla, että laskelmissa tehdyt oletukset ja yksinkertaistukset voidaan hyväksyä.



KUVA 74. Betonin puristusjännitykset käyttörajatilassa.

10.12 LÄPILEIKKAUTUMINEN

Läpileikkautumisen laskenta on hyvin tärkeä tasapaksuja pilarilaattoja mitoittaessa. Tarvittava läpileikkausterästen pinta-ala voidaan ilmoittaa suoraan neliömillimetreinä, koska käytettävän betoniteräksen halkaisija ei vaikuta tarvittavaan teräsmäärään. Suunnittelija jakaa ilmoitetun teräsmäärän tasaisesti eri suuntiin kyseisen pilarin kohdalle. Käytettävien betoniterästen pituus on valittava niin suureksi, että teräkset ankkuroituvat.

**** LÄPILEIKKAUTUMISEN TARKISTUS ****

Pilari	koko	Vd	Vc	e	punoksia	Vp	Vs	As
1	480x480	1043	1745/2347	239	18	1132	0	0 mm ²
2	480x480	2350	2339/2347	2	18	824	0	0 mm ²
3	480x480	972	1746/2347	238	18	1092	0	0 mm ²

KUVA 75. Läpileikkautumiskapasiteetin tarkastus.

10.13 KORJATUT KUORMITUKSET

Koska kuormitukset rasittavat eri tavalla eri pilarikaistoja, on suunnittelijan kannalta mukavaa, jos hänellä on käytettävissään kuormitusten kertymisen huomioivat kuormitustiedot. Tällöin vältetään erilaisten likimenetelmien käytöltä ja suunnittelu on asianmukaisella ja selkeällä pohjalla.

**** KAISTOJEN KORJATUT KUORMITUKSET ****		
KAISTA A_C_3		
PILARI:	PYSYVÄT:	MUUTTUVAT:
1	9.51 kN/m ²	7.11 kN/m ²
2	9.60 kN/m ²	8.75 kN/m ²
3	8.37 kN/m ²	7.11 kN/m ²

KUVA 76. Kaistojen korjattujen kuormien tulostus.

11 YHTEENVETO

Kun diplomityön aiheena on kehittää tietokoneohjelma, jossa pyritään mahdollisimman havainnollisesti esittämään sekä laskennan lähtöarvot että tulokset, niin työ ei ole koskaan valmis. Ohjelma hakee muotoaan koko ajan. Kun ohjelmaa käytetään todellisten rakenteiden mitoittamiseen huomataan aina uusia asiota, joita ei osattu huomioida ohjelmaa suunniteltaessa. Asetetaanpa minkälaisia rajoituksia tahansa, niin ennemmin tai myöhemmin joku haluaisi laskea jotain sellaista, mitä ohjelmaa tehtäessä ei osattu edes kuvitella. Geometristen suureiden suurimmat sallitut arvot osoittautuvat liian pieniksi, poikkileikkauksen geometriaa ei voida antaa riittävän tarkasti, käytettävien materiaalien valikoimaa halutaan laajentaa ja niin edelleen. Käytännössä rajoituksia joudutaan kuitenkin tekemään, sillä ohjelmointityö kasvaa eksponentiaalisesti rajoituksien vähetessä. Oleellista onkin, että ohjelmaa voidaan muuttaa ja laajentaa helposti. On turha pyrkiä tekemään täydellistä ohjelmaa, sillä kun se on valmis on lista muutettavista kohteista jo pitkä.

Tartunnattomin punoksin jännitetyn pilarilaatan mitoitusohjelma TARJA on ollut tätä kirjoitettaessa käytössä jo useita vuosia. Alunperin tasapaksujen pilarilaattojen mitoittamiseen suunnitellusta ohjelmasta on muovautunut myös muunlaisia poikkileikkausmuotoja ymmärtävä, yhä kasvavassa määrin graafiseen käyttöliittymään perustuva mitoitusohjelma. Ohjelma on jouduttu ohjelmointiteknisistä syistä jakamaan kahteen osaan, esikäsitteilyään ja mitoitusosaan. Molemmat ohjelmat jakautuvat useisiin alalohkoihin, jotka puolestaan kostuvat erillisistä aliohjelmista. Aliohjelmissä TARJA:ssa on yhteensä 411 kappaletta, joissa ohjelmakoodia on yhteensä 17837 riviä. Käännetyt ohjelmatiedostot ovat kumpikin noin 250 kb kokoisia.

Ohjelmointiin kului aikaa kokonaisuudessaan noin 18 kuukautta. Ohjelmointityö jakaantui kolmeen pidempään ja useisiin muutamia päiviä kestäneisiin jaksoihin. Ohjelmaa testattiin jatkuvasti kehitystyön ohessa ja uudet ideat toteutettiin muiden töiden salliessa. Kehitystyötä aloitettaessa asetetut tavoitteet on saavutettu ja ohitettukin jo monelta osin. Ohjelman havainnollisuutta voi luonnollisesti aina lisätä, mutta tällaisenaankin sen on todettu olevan hyvä apuväline käytännön mitoitus tehtävissä. Tällä hetkellä TARJA on melko stabiilissa vaiheessa, sillä seuraava parannus olisi siirtyminen kaksidimensioisesta laskentamallista kolmidimensioiseen. Tällaisen muutoksen toteutta-

minen merkitsisi käytännössä useiden aliohjelmakokonaisuuksien uudelleen kirjoittamista ja näinollen muutoksen toteuttaminen ei ole kovin todennäköistä. Myös ohjelman muokkaaminen windows ympäristöä hyödyntäväksi vaatisi huomattavia muutoksia, rahalla mitattavissa olevan hyödyn jäädessä kuitenkin melko pieneksi.

LÄHDELUETTELO

1. BY 32 Betonirakenteiden säilyvyysohjeet ja käyttöikämitoitus 1992. Suomen betoniyhdistys r.y. 66 s.
2. ANDREW, Arthur E., Unbonded tendons in post-tensioned construction. London 1987. 42 s.
3. BY 27, Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa. Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitusesimerkki. Suomen betoniyhdistys r.y., Hämeenlinna 1988. 36 s.
4. Jännemenetelmän käyttöseloste. BY 36. Käyttöseloste No:26. BBR Cona-Single tartunnattomat jänteet, 1989.
5. Concrete Society Technical Report No. 25. Post-tensioned flat-slab design Handbook. Concrete Society, 1984. 44 s.
6. DEVELL, N. V., ja HAMILL, N. B., Flat slabs and supporting columns and walls designed in intermediate structural frames. Journal of the American Concrete Institute. Proceedings 34, No 3, January/February 1938 ss. 321-344.
7. RIL 144-1983. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Rakenteiden kuormitusohjeet. 1983.
8. BY 15. Betoninormit, RakMK ja korkealujuuksisten betonien lisäohjeet 1990. 5 painos. Suomen betoniyhdistys r.y. Jyväskylä 1990. 183 s.
9. BY 26. Liittorakenteen, suunnitteluohjeet 1988. Suomen Betoniyhdistys r.y. Teräsrakenneyhdistys r.y. 1988. 59 s.
10. Dalsbruk Oy Ab. Pilarilaatta, suunnitteluohje 1988. 74 s.
11. Euro Code No. 2: Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. Commission of the European Communities.

MUUTA KIRJALLISUUTTA

- Turunen, Timo, Time-dependent behaviour of prestressed concrete structures. Rakenteiden mekaniikka vol. 26, No 1, 1993 ss. 15-28.
- Burns, Ned H., Effective Prestress Force in Continuous Post-Tensioned Beams with Unbonded Tendons. ACI Structural Journal v 88, 1991, No 1 ss. 84-90.
- Forsström, Sten, Efterspända Bjälklag Tumreglar för Konstruktörer. Nordisk Betong, 1990, 4 ss. 6-9.
- Gilbert, R. I., Determination of Slab Thickness in Suspended Post-Tensioned Floor System. ACI Structural Journal v 86 1989 No 5 ss. 602-607.
- Hasselberg, Siqvad, Dataprogram för dimensioneering av efterspända betongkonstruktioner. Betong 1993 1 ss. 21-22.
- Kinnunen, Jukka, Pilarikuppilaatasto. Rakennustekniikka 1990 2 ss. 41-46.
- Kuyucular, Adnan, Prestressing Optimization of Concrete Slabs. Journal of Structural Engineering vol 117 No 1 1991 ss. 235-254.
- ACI-ASCE Committee 423, Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons. ACI Structural Journal v 86 1989 No 3 ss. 301-318.
- Tracy, Robert, Restoration of a Deteriorated Post-Tensioned One-Way Slab. Concrete International 1992 March ss. 19-23.
- Nehil, Thomas E., Rehabilitating Parking Structures with Corrosion-Damaged Button-Headed Post-Tensioning Tendons. Concrete International 1992 March ss. 24-30.
- Hero, Pertti, Tartunnattomien jänteiden käyttö, suunnittelu betonirakenteiden ja betonitekniikan jatko- ja täydennyskoulutusseminaari 1987-88. 1988. 27 s.
- Graves, Jack W. Jr, Post-Tensioned Residential foundations. Concrete International 1991 Feb ss. 42-45.
- Schupack, Morris, Corrosion protection for Unbonded Tendons. Concrete International 1991 Feb ss. 51-57.
- Cope, R. J., Concrete Slabs Analysis and Design.
- Aalami, Bijan O., Load Balancing: A Comprehensive Solution to Post-Tensioning. ACI Structural Journal v 87 1990 No 6 ss. 662-670.
- Hassinen, Erkki, Teräsbetoni laatan läivistyminen. Rakennustekniikka 1989 4 ss. 209-215.
- Päivärinta, R. Paikallavaletun tartunnattomin punoksin jännitetyn pilarilaattarakenteen raudoitus. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto. Espoo 1986. 124 s.

- Oy Alfred A. Palmberg Ab. BBR Cona SINGLE, betonirakenteen jälkijännitys tartunnattomilla punoksilla. 1990. 15 s.
- The Concrete Society: Post-tensioned flat slab design handbook, Technical report no:25. The Concrete Society. London 1984. 44 s.
- Kokko, S. Tartunnattomien jänteiden käyttö pilarilaatoissa. Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi 1986. By 132. RIL K59. Suomen betoniyhdistys r.y. Suomen Rakennusinsinöörien liitto r.y. 1987. ss. 375-449.
- Post-tensioning manual. Fifth edition. Post-tensioning Institute. 1990.
- The Concrete Society: Flat slabs in post-tensioned concrete with particular regard to the use of unbonded tendons-design recommendations. Technical Report NO 17. The Concrete Society. London 1979. 16 s.
- The Concrete Society: The design of post-tensioned concrete flat slabs in buildings. Technical Report. The Concrete Society. London 1972. 27 s.
- Pilarilaattaohje. SBK. Helsinki 1989. 119 s.

LIITE 1 ESIMERKKI LÄHTÖTIETOTIEDOSTOSTA

**** TARKASTELTAVAN TASON KORKO ****

+0.000

** TARKASTELUTAPA **

p

** PINTABETONIT **

34 25

** KENTTIEN LUKUMÄÄRÄ **

2

** LAATTOJEN GEOMETRIA **

No:	L	h1	h2	h3	b1	b2	b3
1	1200	210	600	210	3300	1500	3300
2	12600	210	600	210	3300	1500	3300
3	12600	210	600	210	3300	1500	3300
4	1200	210	600	210	3300	1500	3300

** PILARIEN OMINAISUUDET **

ALAPUOLISET PILARIT:

No:	L	h	b	hp
1	3500	480	480	480
2	3500	480	480	480
3	3500	480	480	480

YLÄPUOLISET PILARIT:

No:	L	h	b
1	3500	480	480
2	3500	480	480
3	3500	480	480

PILARIEN JÄYKKYYKSIEN REDUSOINTIKERTOIMET:

No:	k
1	1.00000
2	1.00000
3	1.00000

** KUORMITUKSET **

KENTTÄ : 1

kuorma	alku	loppu	KRT_min	KRT_max	MRT_min	MRT_max	pit_aik
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.1	0.0	1200.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
1.8	0.0	1200.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

KENTTÄ : 2

kuorma	alku	loppu	KRT_min	KRT_max	MRT_min	MRT_max	pit_aik
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.1	0.0	12600.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
1.8	0.0	12600.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

KENTTÄ : 3

kuorma	alku	loppu	KRT_min	KRT_max	MRT_min	MRT_max	pit_aik
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.1	0.0	12600.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
1.8	0.0	12600.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

KENTTÄ : 4

kuorma	alku	loppu	KRT_min	KRT_max	MRT_min	MRT_max	pit_aik
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.1	0.0	1200.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
1.8	0.0	1200.0	1.0	1.0	0.9	1.2	100.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

** LOPPU **